

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme De Master Académique
En Travaux Publics
Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

Conception et étude d'un pont à poutre en béton
précontrainte PK4.0+019 de la pénétrante
Djen Djen-El Eulma (W de Jijel)

Encadré par :

LAOUCHE Mohamed

Présenté par

BOUFATIS Amir

FERTIKH Yasser Walid

Promotion : 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

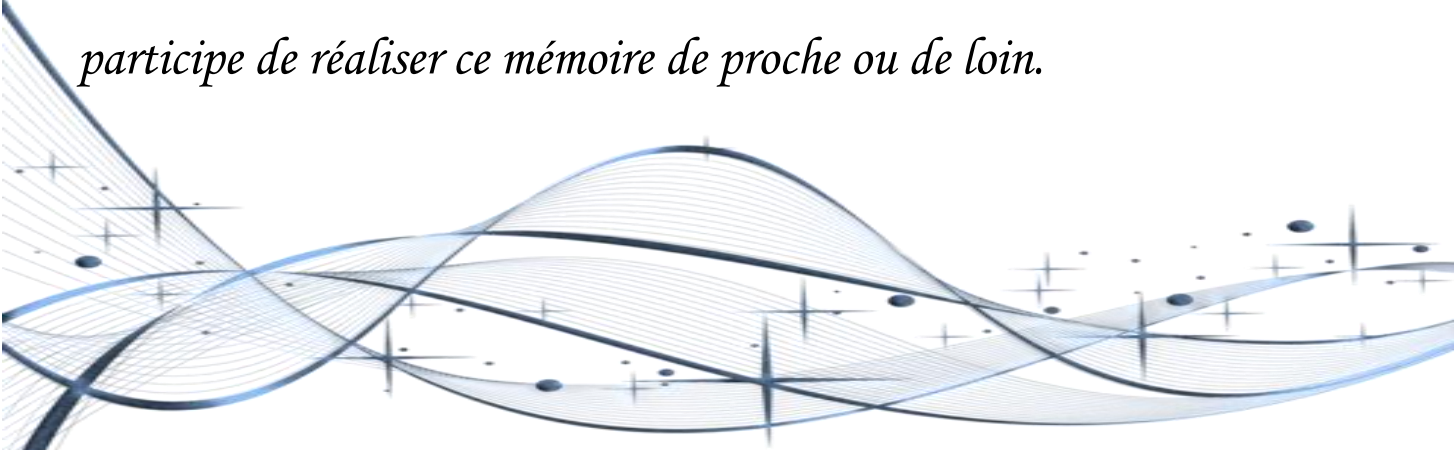
Tout d'abord et avant tout, nous Remercions le DIEU, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadrement :

Mr LAOUCHE MED pour la patience durant tout l'encadrement.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos famille qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire de proche ou de loin.





Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents,
A mes chers frères et mes sœurs,
A mon grand père et ma grande mère,
A toute ma famille,
A tous mes amies
Bien sur mon binôme YASSER

AMIR



Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents,
A mes chers frères et mes sœurs,
A toute ma famille,
A tous mes amis
Bien sur mon binôme AMIR

YASSER

NOMENCLATURE

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

❖ Principe

• Majuscules latines

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments).
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs.
- les modules de déformations et d'élasticité.

• Minuscules latines

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur.
- les densités de forces réparties.
- les résistances des matériaux.
- certains coefficients.

• Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

• Minuscules grecques

Elles désignent :

- les contraintes.
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans

dimension, comme les déformations relatives.

- certains coefficients.

❖ Indices

• Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

• Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

NOMENCLATURE

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

j : âgé de j jours ; indice.

Lim : limite.

Max : maximal.

Min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

❖ Notations

• Notations en majuscules latines :

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

Es : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

G : Module d'élasticité transversal ; action permanente.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N : Effort normal.

P : Action de la précontrainte.

Q : Action ou charge variable.

NOMENCLATURE

R : Réaction d'appui ; force résultante.

S : Moment statique.

T : variations uniformes de température.

V : Effort tranchant.

W : Vent.

• **Notations en minuscules latines :**

a : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale ; position longitudinale).

b : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

b₀ : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

b_n : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

b et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

c : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

f_e : limite élastique d'un acier pour armature passive.

f_{pe} : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

f_{pr} : limite de rupture d'un acier.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{c28} ou **f_c** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

f_{t28} ou **f_t** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

h : hauteur totale d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général.

l : longueur ou portée.

n : coefficient d'équivalence acier-béton ; nombre entier.

q : densité de charge variable.

s : espacement des armatures en général.

st : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre ; dimension.

NOMENCLATURE

x : coordonnée en général ; abscisse en particulier.

y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

z : coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

- **Notations en minuscules grecques**

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).

δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque). **ϵ (epsilon)** : déformation relative.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ϵ_r : retrait du béton.

θ (Thêta) : température.

λ (Lambda) : coefficient sans dimension.

μ (mu) : coefficient sans dimension.

ν (nu) : coefficient de Poisson pour le béton.

μ (xi) : coefficient sans dimension.

ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

σ (sigma) : contrainte normale.

σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

σ_{bt} : contrainte de traction du béton.

σ_s : contrainte de l'acier passif.

σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.

σ (tau) : contrainte tangente.

σ_s : contrainte d'adhérence.

ϕ (phi) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

ω (oméga) : angle.

- **Autres notations et symboles :**

Δ : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$ = variation de contrainte

$\Delta\theta$ = différence de température).

NOMENCLATURE

Σ : sommation.

\emptyset : diamètre nominal d'une armature.

∞ : final (au temps conventionnel égal à l'infini).

$K\alpha$: coefficient de répartition transversal des moments

$\epsilon\alpha$: coefficient de répartition trans. effo. tanch.

E : Module d'Young.

W : poids R : force de réaction

H_n : force latérale a la tranche

Z : profondeur r : rayon

θ : angle du plan de rupture

K : coefficient de participation du renforcement

V_n : force normale a la tranche

D : travail interne.

δ : Déplacement unitaire.

σ : Contrainte. τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

ϕ : Angle de frottement interne du sol.

C : Cohésion du sol.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

G : Module de cisaillement.

Résumé

Résumé :

Ce mémoire s'intéresse à l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un passage supérieur situé entre le **PK 4+200** et le **PK 4+254** de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau de El 'Eulma, de 54m de longueur.

Une étude détaillée a été effectuée en commençant par le pré-dimensionnement de de l'ouvrage puis l'étude du comportement des différents éléments composants de ce pont en considérant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Une modélisation numérique a été réalisée grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional. Les résultats obtenus ont été traduits par les ferrillages adéquats des différents éléments composants de la structure.

Mots clés : pont, béton précontraint, modélisation.

Abstract :

This thesis is focuses on the study of a bridge with prestressed concrete beams. The studied structure is an overpass located between **KP 4+200** and **KP 4+254** from the penetrant connecting the port of Djen-djen with the East-West highway at Eulma , its length is 54m.

A detailed study was carried out starting by the pre-dimensioning of the structure and then the study of the behavior of the various components of this bridge according to the multiple requests: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modelling and analysis is processing was performed using the Autodesk ROBOT structural analysis Professional software. The obtained results were translated by graphics representing the appropriate reinforcement of the various components of the structure.

Key words : bridge , prestressed concrete , modeling.

ملخص:

تهتم هذه المذكرة بدراسة جسر يحتوي على عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد، الهيكل المدروس هو عبارة عن ممر يقع بين النقطة الكيلومترية (ن ك 4+200) و النقطة الكيلومترية (ن ك 4+254) من الطريق الرابط بين ميناء علوي جن جن والطريق السريع شرق-غرب على مستوى العلما يبلغ طوله الإجمالي 54 م. تم إجراء دراسة تفصيلية حول المكونات المختلفة لهذا الجسر وفقا للإجهادات المتعددة: الحمولات الدائمة، والحمولات الناتجة عن حركة المرور والمعدات، والحمولات العرضية ... الخ. تم تنفيذ النمذجة و معالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف. تم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الرسوم البيانية التي تمثل التسليح المناسب للمكونات المختلفة للهيكل.

الكلمات المفتاحية: جسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، نمذجة.

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

1 Introduction :	2
2 Présentation de l'ouvrage :	2
2.1 Position de l'ouvrage :	2
2.2 Description de l'ouvrage :	3
3 Données fonctionnelles et naturelles	4
3.1 Données fonctionnelles	4
4 Choix du type de pont	6

Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux

1 Introduction :	8
2 Le béton :	8
2.1 Résistance à la compression	8
2.2 Résistance caractéristique à la traction	8
2.3 Contrainte admissible de compression du béton	8
2.4 Module de déformation différée du béton	9
2.5 Module de déformation transversale	10
3 L'acier	10
3.1 Aciers de béton armé	10
3.2 Acier de béton précontraint	12

Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

1 Introduction	14
2 Pré-dimensionnement des éléments du tablier	14
2.1 Pré-dimensionnement de la poutre	14
2.2 La dalle	15
2.3 Les entretoises	17
3 Les Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	17
4 Caractéristiques géométriques des poutres	18
4.1 Notation	18
4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes	19

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

1 Introduction	27
2 Calcul des charges permanentes.....	27
2.1 La charge permanente (Cp).....	27
2.2 La charge complémentaire permanente (CCP).....	29
3 Etude des surcharges	30
3.1 Détermination des caractéristiques du pont.....	31
3.2 Evaluation des surcharges	31
4 Les effets horizontaux	36
4.1 Effet de freinage	36
4.2 Effet du vent	36
4.3 L'effet du séisme	36

Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts

1 Evaluation des efforts dans la poutre.....	37
1.1 Les éléments de réduction dus au poids propre.....	37
2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	37
2.1 La ligne d'influence :	37
2.2. Théorème de BARRE :.....	38
2.3 Moment fléchissant à $x=0,5L$	38
2.4. Moment fléchissant dus aux surcharges $x =0,25L$	41
3 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges.....	45
3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$	45
3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$	46

Chapitre 06 : répartition transversale des efforts

1 Introduction et choix de la méthode :.....	49
1.1 Calcule de IE :.....	49
1.2 Calcule de IP moment d'inertie équivalent d'une poutre :.....	49
2 Méthode de Guyon Massonnet :.....	50

2.1	Parameters de calcul:.....	50
3	Calcul des moments fléchissant :	52
3.1	Coefficient de répartition transversale K :.....	52
3.2	Calcul de K_{moy} :.....	53
3.3	Calcul du moment fléchissant :	53
3.4	Moments combiné dans chaque poutre :	60

Chapitre 07 : modélisation du tablier

1	Introduction.....	62
2	Présentation logiciel	62
3	Modélisation	64
3.1.	modélisation de la poutre :	65
3.2.	modélisation de la dalle :.....	65
3.3.	définition de différents cas de charges :	65
3.4.	valeur des moments fléchissant réels :	65
3.5.	Discussion des résultats.....	72

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte

1	Introduction	73
1.1.	principede la précontrainte	73
1.2.	modes de précontrainte.....	73
1.3.	choix du procédé	74
2	Dimensionnement de la précontrainte	74
2.1.	Caractéristiques géométriques de la poutre:.....	74
2.2.	L'effort de précontraint minimum.....	74
2.3.	Calcul du nombre des câbles	75
2.4.	Vérification des contraintes à la mise en tension	77
2.5.	Emplacement des torons.....	78
2.6.	Caractiristiques des sections (intermediaire et d'about)	79
3	Pertes de la précontrainte	84
3.1.	Calcul des pertes.....	85
3.1.1.	À la section intermédiaire $X=0,5L$	85

3.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00L).....	93
3.1.3. Calcul des pertes à L/4	101
4 Vérification des contraintes.....	110
4.1. Pour la section intermédiaire (X=0,5 L).....	110
4.2. Pour La Section D'about (X=0,00L).....	114
4.3. Pour la section (X=0,25L).....	116
5 Calcul Ferrailage Passif Longitudinal	118
5.1. Armatures Longitudinales De Peau.....	118
5.2. Armatures Dans La Zone Tendue.....	119
6 Justification aux E.L.U.....	120
6.1. principe de la méthode de justification.....	120
6.2. Démarche à suivre.....	121
6.3. Les sollicitations à L.E.L.U.....	121
6.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes	122
6.5. Equations traduisant le comportement de l'acier	122
7 Vérification des contraintes tangentielles.....	127
7.1. Minimum d'armatures transversales	131
7.2. Justification des armatures transversales.....	132
7.3. Justification des bielles de compression du béton.....	133
8 Calculs justificatifs réglementaires en section particulières.....	133
8.1. Zone d'appuis	133
8.2. Justification relative a l'introduction des forces de précontraintes	137
9 Ferrailage de la poutre.....	139

Chapitre 09 : Etude de la dalle et de l'entretoise

1 Introduction	140
2 Etude de la flexion transversale.....	140
3 Etude de la flexion longitudinal	140
4 Valeurs extrême des moments :.....	141
4.1 ELU :	141
4.2 ELS :	141
4.3 Moment transversal :	142
4.4 Moment longitudinal :	142
5 Ferrailage sous la flexion transversal	142

5.1	Sur appui	142
5.2	En travée.....	143
5.3	Condition de non fragilité.....	143
5.4	Section des armatures.....	143
6	Ferraillage sous la flexion longitudinal	144
6.1	Sur appui	144
6.2	En travée.....	145
6.3	Condition de non fragilité.....	145
6.4	Section des armatures.....	145
7	Schéma de ferraillage de la dalle :.....	145
8	Étude de l'entretoise d'about.....	146
8.1	Dimensions de l'entretoise :.....	146
8.2	Calcul de l'entretoise.....	147
8.3	Ferraillage de l'entretoise.....	150
8.4	Les armatures transversales :.....	153
8.5	Pourcentage minimal :.....	153
8.6	Les armatures de peau :.....	154
8.7	Schéma de ferraillage :.....	154

Chapitre10 : Déformation

1	Introduction	156
2	Déformation de la poutre.....	156
2.1.	Flèche due au poids propre.....	156
2.2.	Flèche due à la surcharge	156
2.3.	Contre flèche de la précontrainte.....	157
2.5.	Flèche total	159
3	Calcul des rotations	159
3.1.	Sous le poids propre	159
3.2.	Sous les surcharges.....	159
3.3.	Sous la précontrainte	159
3.4.	Rotation résultante.....	160
4	Calcul des déplacements d'appuis.....	160
4.2.	Déplacements due au retrait	160
4.3.	Déplacements due au fluage.....	160
4.4.	Déplacement du a la variation de la température	160

4.5. Déplacement total.....	160
-----------------------------	-----

Chapitre11 : Equipement De Pont

1	Introduction	162
2	Les appareils d'appui en élastomère fretté :	162
3	Dimensionnement :	163
3.1.	Aire de l'appareil d'appui.....	164
3.2.	Hauteur nette de l'élastomère.....	164
3.3.	Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui.....	165
4	Répartition des efforts sur les appuis :	165
4.1.	Action dynamique (effort du au freinage)	165
4.2.	Effort due au vent	166
4.3.	Effort due au séisme	166
4.4.	Effort due à la déformation (déplacements)	166
5	Vérification des appareils d'appui :	167
5.1.	Calcul des contraintes de cisaillement.....	167
6	Les dés d'appuis	170
6.1.	dimensionnement des dés d'appui.....	170
6.2.	Armatures de chaînages.....	171
6.3.	Armatures de diffusion	171
7	Les joints de chaussée	172
7.1.	Les différents type de joint.....	172
8	Evacuation des eaux	173

Chapitre 12: Etude de la pile

1	Introduction :	175
2	Pré dimensionnement de la pile :	175
2.1	Le fut :	175
2.2	La semelle :	175
2.3	Les pieux :	175
3	Calcul de la pile :	175
3.1	Répartition des charges et surcharges :	177

4	Etude du chevêtre :	185
4.1	Calcul des sollicitations :	185
4.2	Calcul de ferrailage	187
4.3	Etude de la torsion du chevêtre :	189
5	Etude du voile :	191
5.1	Calcul des sollicitations :	191
5.2	Calcul des combinaisons :	194
5.3	Vérification vis-à-vis le flambement du fut :	197
5.4	Calcul de ferrailage :	197
6	Etude de semelle :	200
6.1	des charges :	201
6.2	Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :	202
6.3	Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :	207
6.4	Ferrailage de la semelle :	207
7	Étude des pieux sous pile	208
7.1	Coefficient d'élasticité des pieux :	209
7.2	Pieu de longueur infinie	209
7.3	Pieu de longueur finie	210
7.4	Calcul des efforts et déformations le long du fut d'un pieu :	212
7.5	Ferrailage des pieux	214
7.6	Résultats :	214

Chapitre 13 : Etude de la culée

1	Introduction :	216
2	Choix de la morphologie :	216
3	Dimensionnement des éléments de la culée :	217
3.1	Le sommier d'appui :	217
3.2	Le mur garde grève :	218
3.3	Le corbeau :	218
3.4	Le mur frontal (mur antérieur) :	218
3.5	Le mur en retour :	218
3.6	La dalle de transition :	218
3.7	Détail de culée :	219
3.8	La fondation :	220
4	Vérification de la stabilité de la culée :	220

4.1	Détermination du centre de gravité des éléments de la culée :.....	222
4.2	Calcul des sollicitations :.....	222
4.3	Vérification de la stabilité :.....	225
4.4	Etapes d'exécution de la culée :.....	226
5	Ferraillage de la culée :.....	227
5.1	Mur garde grève :.....	227
5.2	Dalle de transition :.....	230
5.3	Ferraillage de la dalle de transition :.....	233
5.4	Le corbeau :.....	235
5.5	Mur en retour :.....	237
5.6	Mur frontal :.....	247
5.7	Etude de ferraillage de la semelle sous culée :.....	254
5.8	Etude est ferraillage des pieux sous culée :.....	259
	Conclusion Générale	261

Liste des tableaux

Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

Tableau.3.1: caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule	19
Tableau.3.2: caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis	20
Tableau.3.3: caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis	21
Tableau.3.4: caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis	22
Tableau.3.5: caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis	23
Tableau.3.6: caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis	24
Tableau.3.7: caractéristiques géométrique de la section d'about et intermédiaire de la poutre seul	25
Tableau.3.8: caractéristiques géométrique de la section d'about et intermédiaire de la poutre avec hourdis	25

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

Tableau.4.1: les charges permanentes pour chaque type de poutre.....	29
Tableau.4.2: valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge	30
Tableau.4.3: charge A(L) par voie	31
Tableau.4.4: Evaluation des surcharges du système Bc	33
Tableau.4.5: Evaluation des surcharges du système Bt	34
Tableau.4.6: Effort de freinage	35

Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts

Tableau.5.1: éléments de réductions dus aux charges permanentes de chaque poutre	37
Tableau.5.2: Moment fléchissant due à A(L), ($X=0,5L$)	38

Liste des tableaux

Tableau.5.3: Tableau. récapitulatif des moments dus aux surcharges ($X=0,5L$)	41
Tableau.5.4: moment fléchissant due à $A(L),(X=0,25L)$	42
Tableau.5.5: Tableau. récapitulatif des moments dus aux surcharges ($X=0,25L$)	45
Tableau.5.6: Tableau. récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. ($X = 0,00L$).....	47
Tableau.5.7: Tableau. récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. ($X = 0,25L$).....	48
 Chapitre 06 : répartition transversale des efforts	
Tableau.6.1: valeurs de k_0 pour $\Theta=0.65$	53
Tableau.6.2: valeurs de k_0 pour $\Theta=0.70$	54
Tableau.6.3: valeurs de k_0 pour $\Theta=0.676$	54
Tableau.6.4: valeurs de k_1 pour $\Theta=0.65$	54
Tableau.6.5: valeurs de k_1 pour $\Theta=0.70$	55
Tableau.6.6: valeurs de k_1 pour $\Theta=0.676$	55
Tableau.6.7: valeurs de k_α pour $\Theta=0.676$	55
Tableau.6.8: valeurs de k_α pour la poutre 09.....	56
Tableau.6.9: valeurs de k_α pour la poutre 08.....	56
Tableau.6.10: valeurs de k_α pour la poutre 07.....	57
Tableau.6.11: valeurs de k_α pour la poutre 06.....	58
Tableau.6.12: valeurs de k_α pour la poutre 05.....	58
Tableau.6.13: valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.25L$	59
Tableau.6.14: valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.5L$	60
Tableau.6.15: valeurs des moments sous les charges permanentes	60
Tableau.6.16: moments dans chaque poutre à l'ELU	61
Tableau.6.17: moments dans chaque poutre à l'ELS.....	61

Liste des tableaux

Chapitre 07 : modélisation du tablier

Tableau.7.1: Charges permanentes	65
Tableau.7.2: Les combinaisons d'action.....	71
Tableau.7.3: les valeurs extrêmes du moment	71
Tableau.7.4: comparaison entre les moments	71

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte

Tableau.8.1: Caractéristique géométrique de la section à mi travée (0,5L).....	74
Tableau.8.2: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis .	80
Tableau.8.3: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène avec hourdis	81
Tableau.8.4: Caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis	82
Tableau.8.5: Caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.....	82
Tableau.8.6: Les pertes instantanées à $x=0,5L$	87
Tableau.8.7: Les pertes différées à $x=0,5L$	93
Tableau.8.8: Les pertes totales à $x=0,5L$	93
Tableau.8.9: Les pertes instantanées totales à $x=0,00 L$	94
Tableau.8.10: Les pertes différées totales à $x=0,00 L$	100
Tableau.8.11: Les pertes totales à $x=0,00L$	100
Tableau.8.12: Les pertes instantanées totales à $x=0,25L$	102
Tableau.8.13: Les pertes différées à $x=0,25L$	109
Tableau.8.14: Les pertes totales à $x=0,25L$	109
Tableau.8.15: Les pertes totales dans les différentes sections	109

Chapitre 12 : étude de la pile

Tableau.12.1: moment longitudinal pour une seule travée chargée	182
---	-----

Liste des tableaux

Tableau.12.2: moment longitudinal pour deux travées chargées	182
Tableau.12.3: combinaison des charges concentrées	186
Tableau.12.4: efforts sur chevêtre	187
Tableau.12.5: Réaction dues aux surcharges	192
Tableau.12.6: Moment pour une travée chargée	193
Tableau.12.7: Moment pour deux travées chargées	193
Tableau.12.8: Moment crée par freinage	194
Tableau.12.9: combinaison 01 et 02	195
Tableau.12.10: combinaison 04	196
Tableau.12.11: combinaison 06	197
Tableau.12.12: charge permanente sur semelle	201
Tableau.12.13: moment due au freinage	201
Tableau.12.14: combinaison 01 et 02 a ELU	203
Tableau.12.15: combinaison 01 et 02 a ELS	204
Tableau.12.16: combinaison 04	205
Tableau.12.17: combinaison 06	205
 Chapitre 13 : étude de la culée	
Tableau.13.1: coefficient de poussée	221
Tableau.13.2: calcul des sollicitations	223
Tableau.13.3: poussée des terres et surcharges	224
Tableau.13.4: charge et surcharge	225
Tableau.13.5: culée vide	226
Tableau.13.6 : culée vide +tablier	226
Tableau.13.7: culée vide + tablier + remblais	226

Liste des tableaux

Tableau.13.8: culée vide + tablier + remblais + surcharge	227
Tableau.13.9: sollicitations sur le mur	248
Tableau.13.10: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge	249
Tableau.13.11: Les sollicitations dues au tablier	249
Tableau.13.12: Les charges permanentes.....	250
Tableau.13.13: Les surcharges.....	250
Tableau.13.14: R+F+T.....	250
Tableau.13.15: condition normal	251
Tableau.13.16: condition sismique	251
Tableau.13.17: sollicitations sur la semelle	255
Tableau.13.18: charges permanente.....	255
Tableau.13.19: les surcharges	255
Tableau.13.20: R+F+T.....	255
Tableau.13.21: Condition normal	256
Tableau.13.22: Condition sismique.....	256
Tableau.13.23: calcul des efforts	256

Liste des figures

Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

Figure.1.1: position de l'ouvrage 2

Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux

Figure.2.1: diagramme contrainte déformation 9

Figure.2.2: diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA 11

Figure.2.3: diagramme contrainte déformation des aciers actif 13

Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

Figure.3.1: coupe transversale d'une poutre 14

Figure.3.2: géométrie de la dalle 16

Figure.3.3: coupe transversale sur le tablier à poutre en BP 18

Figure.3.4: poutre seule (intermédiaire et rive) 19

Figure.3.5: poutre intermédiaire section médiane avec hourdis 20

Figure.3.6: poutre de rive section médiane avec hourdis 21

Figure.3.7: poutre seule section d'about 22

Figure.3.8: poutre intermédiaire section d'about avec hourdis 23

Figure.3.9: poutre de rive section d'about avec hourdis 24

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

Figure.4.1: détail du l'entretoise 28

Figure.4.2: détail du trottoir 28

Figure.4.3: schémas du système Bc 32

Figure.4.4: schémas du système Bt 33

Figure.4.5: schémas du système Mc120 34

Liste des figures

Chapitre 07 : modélisation du tablier

Figure.7.1: Choix du mode.....	63
Figure.7.2: modélisation de la poutre.....	64
Figure.7.3: modélisation de la dalle.....	65
Figure.7.4: charge permanentes.....	66
Figure.7.5: système de charge A(L) 02 VC.....	67
Figure.7.6: surcharge sur trottoirs	67
Figure.7.7: sous système Bc 02 VC	68
Figure.7.8: Sous système Bt 02 VC	69
Figure. 7.9: système militaire Mc120.....	70

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte

Figure. 8.1: Disposition des torons (section d'about).....	78
Figure. 8.2: Disposition des torons (section intermédiaire)	79
Figure. 8.3: courbe d'interaction effort normale-moment fléchissant.....	120
Figure. 8.4: diagramme de la contrainte à L'ELU.....	121
Figure.8.5: diagramme des déformations et des contraintes à L'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée	122
Figure. 8.6: Rupture du coin inferieur	136
Figure. 8.7: Les trois zones à l'aval d'application de la contrainte et la zone de régularisation	137
Figure. 8.9:schéma de ferrailage de la poutre	139

Chapitre 09 : Etude de la dalle et de l'entretoise

Figure.9.1: Cartographie du moment transversale	140
Figure.9.2: cartographie du moment longitudinale	140
Figure.9.3: schéma de ferrailage de la dalle.....	145

Liste des figures

Figure.9.4: ferrailage de la dalle-en plan-	146
Figure.9.5: détail entretoise	147
Figure.9.6: diagramme de moment fléchissant.....	148
Figure.9.7: diagramme de l'effort tranchant	149
Figure.9.8: diagramme de moment fléchissant.....	149
Figure.9.9: diagramme de l'effort tranchant	150
Figure.9.10: schéma de ferrailage	155

Chapitre10 : Déformation

Figure.10.1: Diagramme moments sous la précontrainte	157
---	-----

Chapitre 11 : équipements de pont

Figure.11.1: Appareil d'appuis en élastomère fretté	163
Figure.11.2: Dimensionnement de l'appareil d'appuis	170
Figure.11.3: Dimensionnement de l'appareil d'appuis	170
Figure.11.4: Schéma de ferrailage.....	172
Figure.11.5: joint de chaussée	173
Figure. 11.6: Gargouille	173
Figure. 11.7: Disposition de gargouille	174

Chapitre 12 : étude de la pile

Figure.12.1: Coupe transversale	176
Figure.12. 2: Coupe longitudinale.....	176
Figure. 12.3: vue en plan.....	177
Figure.12. 4: Charge applique à la semelle	185
Figure. 12.5: sollicitation sur chevêtre	187
Figure. 12.6: coupe transversale du chevêtre	189

Liste des figures

Figure.12.7: Schéma de ferrailage de chevêtre	191
Figure.12.8: charge applique au voile	191
Figure.12.9: Effet de flambement.....	197
Figure.12.10: Schéma de ferrailage du mur	200
Figure.12.11: semelle -vue en plan-	206
Figure.12.12: Schéma Ferrailage de la semelle-coupe transversale-	208
Figure.12.13: réaction de sol sur le pieu	211
Figure.12.14: Schéma de ferrailage du pieu.....	215
 Chapitre 13 : étude de la culée	
Figure.13.1: morphologie de la culée.....	216
Figure.13.2: culée : vue latérale	219
Figure.13.3: culée –vue en plan-	219
Figure.13.4: CDG des éléments de la culée	222
Figure.13. 5: Schéma de ferrailage de mur garde grève.....	230
Figure.13.6: Schéma de ferrailage de dalle de transition	234
Figure.13.7: Schéma de Ferrailage du corbeau.	236
Figure.13.8: ferrailage du mur en retour	246
Figure.13.9: Schéma de Ferrailage du mur frontal.....	253
Figure.13.10: semelle -vue en plan-	254
Figure.13.11: schéma de ferrailage de la semelle	259
Figure.13.12: ferrailage des pieux.....	260

Introduction générale

La réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette évolution a conduit à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche...) ou artificiels (route, voie ferrée, ...), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateur. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Le travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude a pour objectif de faire une étude de passage supérieur (**PS 004.0+019**) qui fait partie de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Eulma.

L'étude est réalisée en commençant par le choix du type d'ouvrage à réaliser en fonction des différentes données fonctionnelles et naturelles existantes. Puis, le calcul de la descente des charges et la justification des différents éléments de l'ouvrage (poutres, dalle, appuis...etc). L'étude est faite par un calcul manuel puis par une modélisation par le logiciel en éléments finis ROBOT.



Chapitre 1

Introduction et conception générale

1 Introduction :

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

2 Présentation de l'ouvrage :

2.1 Position de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un passage supérieur (PS -004.0) se localise au niveau du pk 004+019 de la pénétrante **Djen-Djen –el Eulma**, L'ouvrage est situé à la sortie ouest de la ville de **Tahir**, à l'extrémité Sud de l'aéroport « **Ferhat Abbas** », qui se compose d'une chaussée indépendante de 6,00 m composée de 2 voies de 3,00 m, et la largeur transversale totale du pont est de 9,50m.

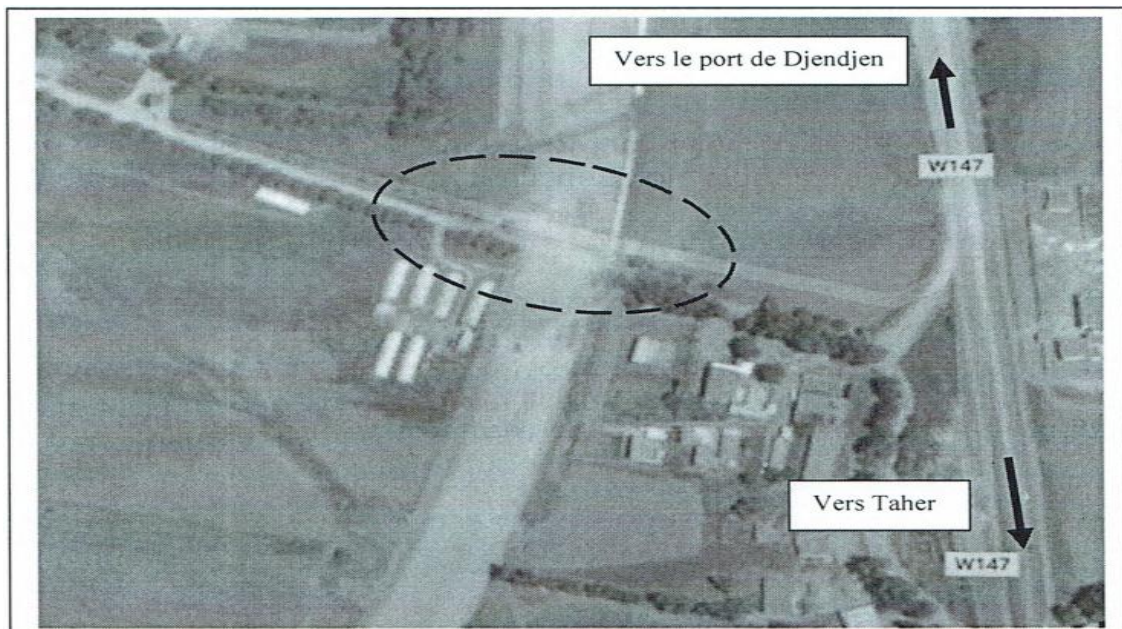


Figure.1.1: Situation du projet.

2.2 Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un pont biais, à deux (2) travées isostatiques de (26,30m) de portée chacun, il est composé de :

2.2 .1 La superstructure :

2.2 Dont les éléments constitutifs sont : Le platelage et la poutraison.

A- Le platelage :

Formé d'un hourdis en béton armé de (20 cm) d'épaisseur coulé sur place avec un dévers transversal de (2,5%), recouvert d'une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7 cm et étanchéité de 1 cm) il supporte une chaussée de deux voies de circulation de (3,00m) de largeur chacune.

La chaussée comporte de deux corniches de part et d'autre préfabriquées et surmontées par des gardes corps.

B- La poutraison :

Elle constitue le support du platelage, se compose de 9 poutres préfabriquées en béton précontraint, de (1,04 m) d'entre axe et (1,30m) de hauteur et entretoise d'about en béton armé.

2.2.2 L'infrastructure :

Notre infrastructure est supportée par deux culées et une pile centrale.

A- La culée :

C'est un massif d'appui à chaque extrémité du pont, elle assure ainsi d'une part d'appui d'extrémité du tablier, et d'autre part la liaison pont-terre fermée.

B- La pile :

Les piles du PS sont constituées par un mur plein en béton armé avec un chevron recevant les appareils d'appuis du pont.

C- Les fondations :

Le type de fondation est choisi en fonction du sol du site.

D'après La réalisation d'un sondage carotté avec prélèvement d'échantillons et détermination de leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques et la réalisation de deux forages pressiométriques, avec un essai chaque 1.5 m, le système proposé est du type semelle sur pile.

3 Données fonctionnelles et naturelles

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences qui sont de deux types : fonctionnelles et naturelles.

3.1 Données fonctionnelles

3.1.1 Tracé en plan :

C'est le tracé en plan de la ligne définissant l'axe de la voie portée, Pour notre cas, cette ligne forme un angle de 85,84 grades avec l'axe de la pile, donc c'est un pont biais de 85,84 grades.

3.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles.

Pour notre ouvrage, il présente des différentes pentes pour chaque travée.

3.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par ses caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable : $L_r = 6,00m$.
- Nombre de voies de circulation : deux voies de 3,00 m
- Devers en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux.
- Nombre de poutres : 9 poutres avec un entraxe $\lambda = 1,04 m$.
- Deux corniches et deux barrières H2 encrés dans une longrine.

3.2 Données naturelles

3.2.1 Données géotechniques :

Pour déterminer la portance du sol de fondation, plusieurs études géotechniques ont été réalisées :

- ✓ Un sondage carotté avec prélèvement d'échantillons de 25m.
- ✓ Deux forages pressiométriques de 25m, avec des essais pressiométriques chaque 1,5 m.

A. Sondage carotté

L'observation et l'identification faites sur les échantillons récupérés du sondage ont permis d'établir la coupe lithologique suivante :

Sondage SC N°1 :

- ✓ 0.0 m - 03.50 m : Galets de taille centimétriques et graviers à matrice limoneuse.
- ✓ 03.50 m - 10.50 m : Argile limoneuse à graveleuse, peu plastique, de couleur marron à marron foncée.
- ✓ 10.50 m - 16.00 m : Sable grossier, comportant quelques galets centimétriques avec des passages de blocs rocheux.
- ✓ 16.00 m - 25.00 m : Marne peu plastique, de couleur grisâtre.

Le sondage carotté, cité ci-dessus, montre les formations suivantes Argile limoneuse à graveleuse en surface, un passage de sable grossier et de galets arrondis entre 10 et 15 mètres de profondeur, déposé sur des marnes argileuse, peu plastiques, de couleur grisâtre en profondeur.

B. Essais pressiometriques :

Les résultats des essais au préssiomètre de MENARD, nous ont donnés les valeurs des caractéristiques pressiometriques EM et PL, elles peuvent être reparties comme suit:

Forage pressiometriques N°01 :

- De 01,50 à 7,5 mètres de profondeur:

2,2 Bars < PL < 8,66 Bars pour 7,09 Bars < E_M < 39,83 Bars

- De 09,00 à 12,00 mètres de profondeur:

10,55 Bars < PL < 14,38 Bars pour 36,15 Bars < E_M < 67,49 Bars

- De 13,50 à 24,00 mètres de profondeur:

25,02 Bars < PL < 28,53 Bars pour 93,94 Bars < E_M < 286,82 Bars

Forage pressiometriques N°02 :

- De 01,50 à 6,0 mètres de profondeur:

4,18Bars < P_L < 5,86 Bars, (avec un passage à 15,04 Bars à une profondeur de

4,5 m) et pour 18,30 Bars < E_M < 13,32 Bars

- De 07,50 à 12,00 mètres de profondeur:

10,48 Bars < P_L < 14,78 Bars, pour 49,81 Bars < EM < 66,64 Bars

- De 13,50 à 24,00 mètres de profondeur:

24,37 Bars < P_L < 28,82 Bars, pour 56,48 Bars < EM < 188,88 Bars

3.2.2 Données topographiques :

Les connaissances topographiques de site sont nécessaires afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terre et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aire de préfabrication.

A partir du levé topographique on peut dire que notre site ne présente aucune difficulté qui peut déranger les travaux d'exécution.

3.2.3 Données sismologiques :

D'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de Jijel est appartient à la « zone II-a » de moyenne sismicité

3.2.4 Données Hydrologie:

Les plaines sont les débouchés des cours d'eau. Les plus importants d'ouest en est sont: L'oued Mencha, l'oued Djendjen, l'oued Nil, l'oued Boukraa et l'oued Sayoud.

Ces oueds qui proviennent de l'encadrement montagneux disposent de bassin versants relativement petits. Leur régime est irrégulier puisqu'ils sont presque à sec en été et ils se remplissent rapidement en hiver pouvant provoquer des inondations. Ces oueds et leurs affluents se déversent dans lamer méditerranée car il n'existe qu'un seul barrage réservoir situé au sud de la commune d'Emir Abdelkader. Cependant, on relèvera que le petit oued Tassift prend fin au niveau du ghedir d'El Merdj à proximité de la localité de Tleta et il en est de

même pour l'oued Toussel au ghedir Béni Hamza à coté de l'agglomération de Faza.

4 Choix du type de pont

L'objectif est de déterminer le type de l'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible aux conditions imposées, il faut connaître toutes les conditions à respecter et les types d'ouvrage correspondant.

Pour notre cas trois variantes peuvent être envisagées:

1. Pont à poutres en béton armé
2. Pont à poutres en béton précontraint
3. Pont mixte (béton + acier) ou métallique

Les ponts en béton armé sont des structures lourdes et nécessitent un échafaudage important, leurs portées économiques se limite e à 20m. Les ponts métalliques et mixtes sont à éviter vu le risque de corrosion ce qui nécessite un entretien périodique couteux. La variante qui présente plus d'avantages et la variante en béton précontraint vu sa légèreté, rapidité d'exécution et économique.

Le type d'ouvrage qui sera retenu donc est un pont à poutres précontraintes par pré-tension à 02 travées identiques.



Chapitre 2

Caractéristiques des matériaux

1 Introduction :

Dans ce chapitre on reporte les principales indications des matériaux structuraux utilisés pour la réalisation de l'ouvrage, toutes les spécifications techniques ont été faites conformément aux règlements B.A.E.L91 pour le béton armé et le B.P.E.L91 pour le béton précontraint.

2 Le béton :

2.1 Résistance à la compression

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, D'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de f_{cj} dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre projet on a :

- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ Pour le béton de poutres préfabriquées du tablier.
- $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$ Pour le béton des dalles et entretoises coulés en œuvre tablier.
- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ Pour le béton de la pile, la culée, les semelles et leurs pieux.

2.2 Résistance caractéristique à la traction

Notée f_{t28} , st conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 M pa.

- $f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2,22 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

2.3 Contrainte admissible de compression du béton

$$\text{L'ELU : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0,85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

D'où :

- $f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 25.87 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 17 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 22,17 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 19.95 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

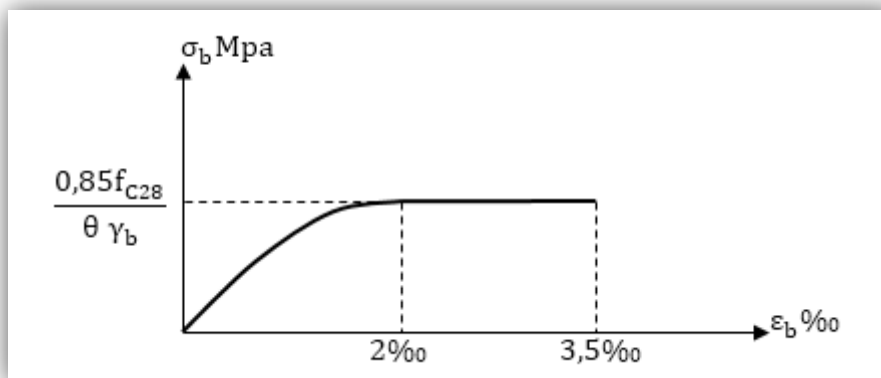


Figure.2.1: diagramme contrainte déformation.

L'ELS

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$$

2.4 Module de déformation différée du béton

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est obtenu par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

Le module de déformation différé E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

2.5 Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

Avec : ν = coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ Pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré (ELU).

3 L'acier

3.1 Aciers de béton armé

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe *FeE400* ou *FeE500*. Ils sont caractérisés par :

3.1.1 Limite d'élasticité

Elle est notée *feE50*. Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe FeE50 dont la limite élastique égale à *500Mpa*.

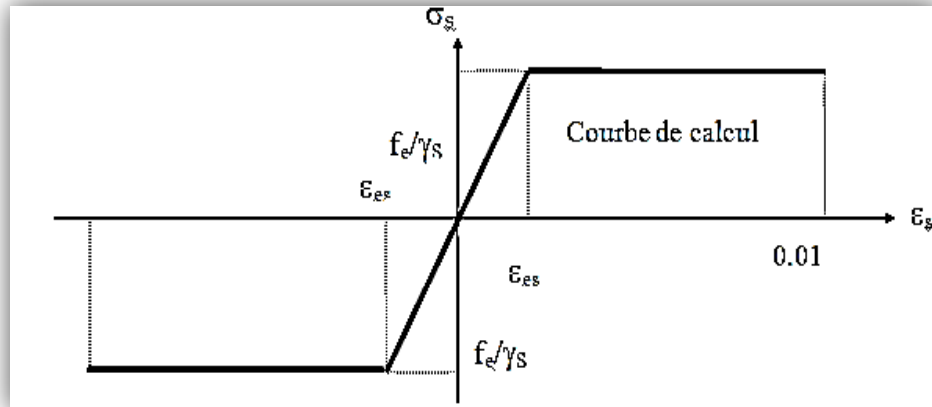


Figure.2.2: diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA

3.1.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

Contrainte limite de traction

E.L.U

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}.$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ En situation durable ou transitoire

E.L.S

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}.$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}).$
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}).$

Avec :

- $\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

3.2 Acier de béton précontraint

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE50*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Pour la précontrainte par pré-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,85f_{prg}; 0,95f_{peg})$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

➤ La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

➤ Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$$E_p = 200\,000 \text{ Mpa} \text{ Pour les barres.}$$

$$E_p = 195\,000 \text{ Mpa} \text{ Pour les torons.}$$

➤ Diagramme contraintes-déformation :

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9 f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9 f_{peg}.$$

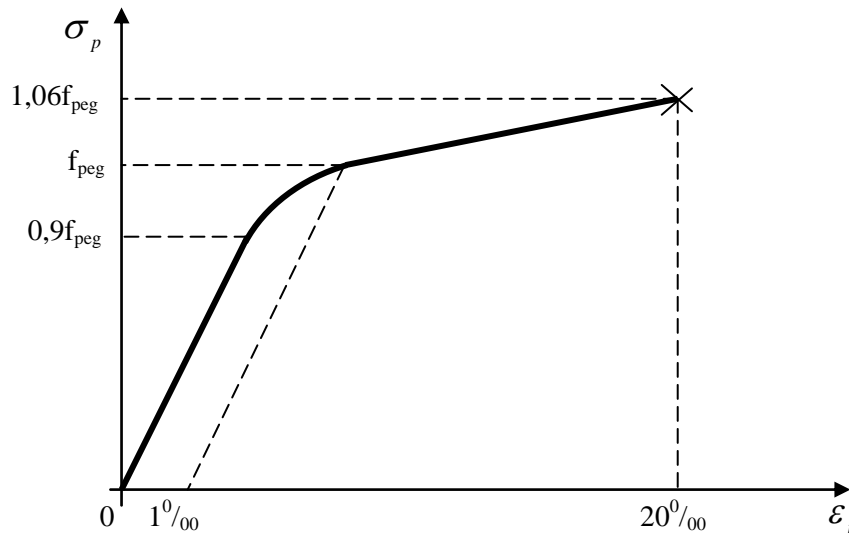


Figure.2.3 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

➤ **Pour notre projet :**

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles $T_{12,4}$ les torons de classe II à très basse relaxation (TBR).

▪ **Caractéristiques géométriques :**

- Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$.

▪ **Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1643 \text{ Mpa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ Mpa}$.

	Poutre seule	
	Poutre de rive et intermédiaire	
	Section d'about	Section intermédiaire
B (cm ²)	4807,25	3270
I _G (cm ⁴)	7188384,79	6420924,33
V (cm)	68,02	67,36
V' (cm)	61,98	62,64
r (cm)	38,66	44,31
ρ%	35	46
S(Δ) (cm ³)	326975,03	220267,5

Tableau.3.7: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul.

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermédiaire		Poutre de rive	
	Section d'about	Section intermédiaire	Section d'about	Section intermédiaire
B (cm ²)	6867,25	5350	6727,25	5190
I _G (cm ⁴)	16094484,93	14098621,45	15603405,47	13724541,08
V (cm)	64,45	57,29	65,75	58,74
V' (cm)	85,55	92,71	84,25	91,26
r (cm)	48,34	51,33	48,16	51,42
ρ%	42	49	42	49
S(Δ) (cm ³)	443920,03	306467,5	442320,03	304867,5

Tableau.3.8: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.

A decorative scroll frame with a light gray border and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right sides have a slight inward curve, giving it the appearance of a rolled-up document.

Chapitre 3

Pré dimensionnement du tablier

1 Introduction :

Dans ce chapitre, en premier lieu nous allons déterminer les dimensions de la poutre compte tenue des sollicitations maximal en travée ou sur l'appui .en deuxième lieu, on calcule les caractéristique géométriques correspondant dont principalement le moment d'inertie axiale et le centre de gravité.

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (trottoir, corniche, dispositif de retenue...).

2 Pré dimensionnement des éléments du tablier :

2.1. Pré dimensionnement de la poutre :

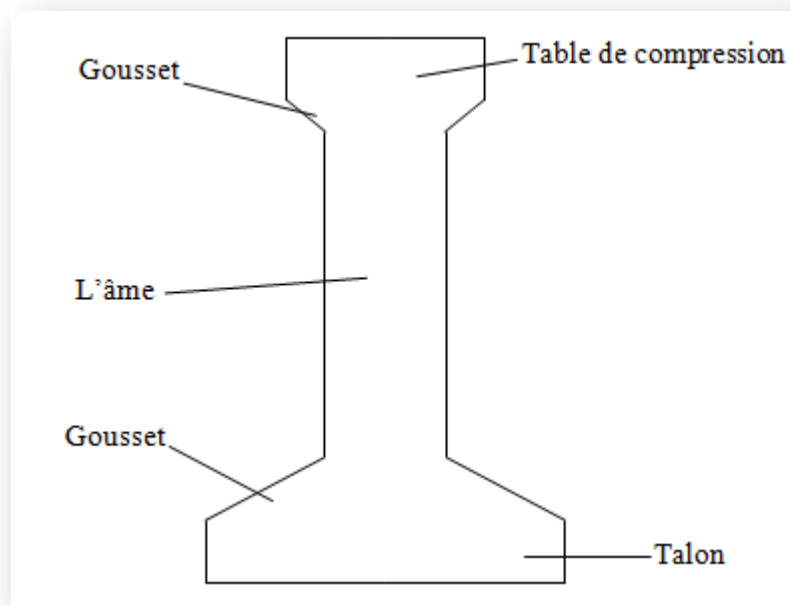


Figure.3.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) L'espace entre axes des poutres : (λ)

L'espace entre axes des poutres est compris entre 0,9 et 1,5m. ($0,9 \leq \lambda \leq 1,5m.$)

Donc nous allons fixer l'espace $\lambda = 1,04m$

b) Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

L_a : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$L_a = 8,32m.$$

$$N = \frac{8,32}{1,04} + 1 = 9$$

$$N = 9 \text{ poutres.}$$

c) Hauteur de du tablier :

L'élanement (H_t/L) d'un tablier de pont a poutres en pré-tension est généralement de l'ordre de $L/18$ à $L/22$.

Avec H_t : Hauteur total du tablier, dalle comprise. L : portée de la travée déterminante.

$$\left(\frac{L}{22}\right) \leq H_t \leq \left(\frac{L}{18}\right)$$

Dans notre cas $L=27m$ on obtient :

$$\left(\frac{27}{22}\right) \leq H_t \leq \left(\frac{27}{18}\right) \quad \text{donc:} \quad 1,22 \leq H_t \leq 1,5$$

Pour une portée de 27 m, H_t sera de l'ordre de 1,22 m à 1,5 m Pour notre ouvrage On adopte $H_t=1,5m$

d) Hauteur des poutres

- ❖ Pour notre projet, H_t est pris égale à 1,5m
- ❖ l'épaisseur de la dalle est prise $e=0,2m$.

Donc la hauteur des poutres **$h(\text{poutre}) = 1,3 m$**

2.2. Pré-dimensionnement de la dalle :

Dans les ponts biais, on définit pour la dalle deux types de dimensions ; qui sont les dimensions droites et les dimensions biaisées. Elles concernent la longueur et la largeur :

a) **La longueur biaise :**

La longueur biaise de la dalle est celle parallèle à l'axe du pont. Elle est égale à la longueur des poutres.

$$L_{bi}=27 \text{ m}$$

b) **La longueur droite :**

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui : $L_{dr} = L_{bi} \times \sin 85,84_{gr}$:

$$L_{dr}=26,33 \text{ m}$$

c) **La largeur droite :**

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont, elle est de 9,2m

$$l_{dr}=9,2 \text{ m}$$

d) **La largeur biaise :**

C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui : $l_{bi} = \frac{l_{dr}}{\sin 85,84_{gr}}$:

$$l_{bi}=9,43 \text{ m}$$

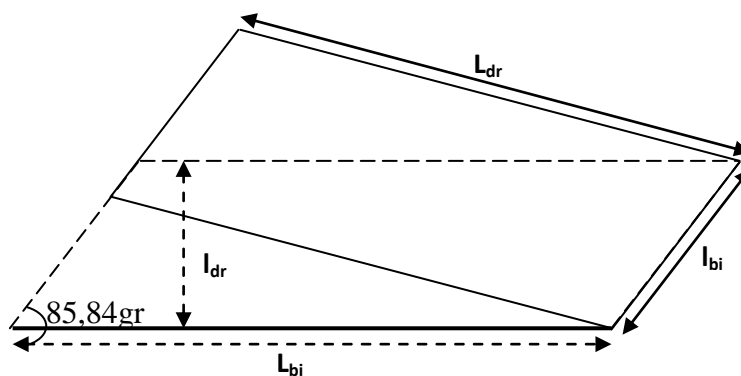


Figure3.2: géométrie de la dalle.

e) **Épaisseur de la dalle :**

En général, l'hourdi possède 3 vocations :

- Il sert de dalle de couverture ;
- Il supporte les surcharges et les transmet aux poutres ;

- Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur h_0 est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante:

$$h_0 \geq \frac{m}{15} \text{ avec } m: \text{ l'entraxe des poutres}$$

$$h_0 \geq \frac{104}{15} = 6,9 \text{ cm on adopte } h_0 = 20 \text{ cm}$$

2.3. Les entretoises :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement dont le rôle est de relier les poutres, s'opposer au leur déversement en assurant un contreventement transversal et de répartir les charges transversalement.

$$E_{\text{entretoise}} = 0,40 \text{ m}$$

$$H_{\text{entretoise}} = 0,8 \text{ m}$$

3 Les caractéristiques de l'ouvrage

- Tracé en plan : pont biais d'un angle de **85,84gr**.
- La portée : La portée de l'ouvrage : **26,3 m**.
- Longueur des poutres précontraintes : **27 m**.
- Profil en travers : un devers deux sens de **2,5%**.
- Les poutres : 9 poutres de 27m de longueur et de 1,3 de hauteur espacées de **1,04m**.
- La dalle : une largeur droite de **9,2m** et une épaisseur de **20cm**.
- Les entretoises d'about : **02** entretoises de hauteur de **80cm**.
- Trottoir avec corniche : une largeur de **1,75m**.
- Chaussée : de deux voies de 3 m chacune
- Revêtement : en béton bitumineux de 7cm d'épaisseur et 1cm d'étanchéité.

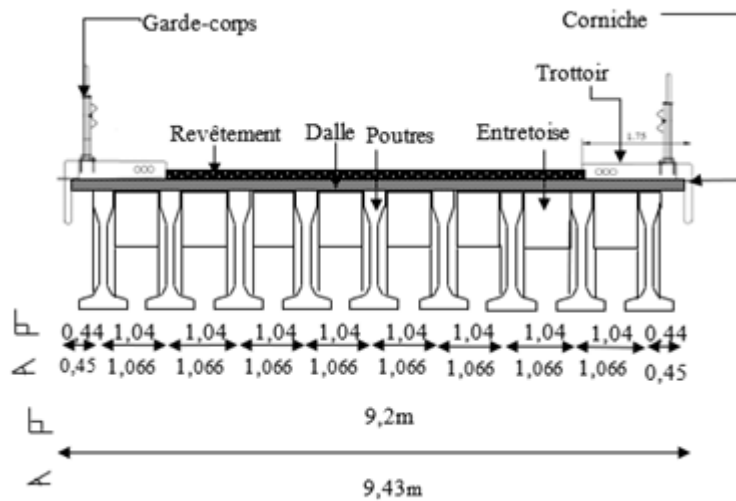


Figure.3.3 : coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.

4 Caractéristiques géométriques des poutres

4.1. Notation

I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité ;

S_Δ : Moment statique par rapport à l'axe (Δ), avec : $S_\Delta = B \cdot y$;

$I_{Gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$: Pour une section rectangulaire ;

$I_{Gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$: Pour une section triangulaire ;

B : La section transversale ;

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;

ρ : Rendement géométrique de la poutre, $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v_i \cdot v_s}$;

r : Rayon de giration de la section : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$.

4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

4.2.1. Section médiane :

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive)

D'après le tableau si dissous

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 67,36\text{cm}$$

- $V = 67,36\text{cm}$
- $V' = 130 - 67,36 = 62,64\text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$

$$I_G = 6420924,33\text{cm}^4$$

- $\rho = I_G / V \cdot V' \cdot B = 0,4653$

$$\rho = 46\%$$

$$r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 44,31\text{ cm}^2$$

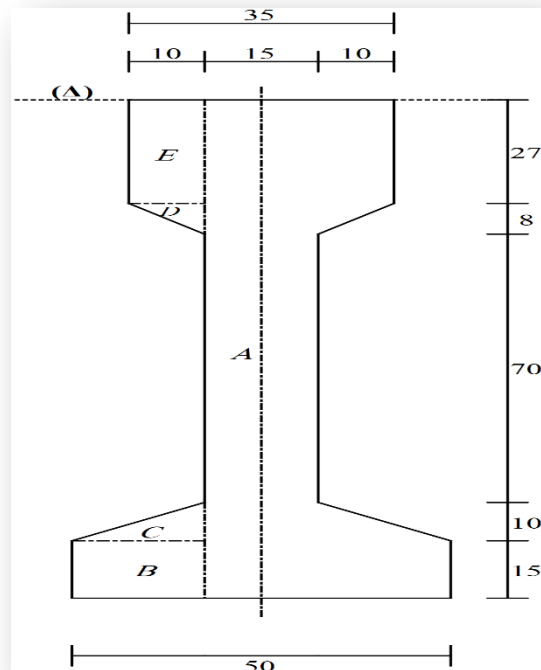


Figure.3.4 : Poutre seule (intermédiaire et rive).

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i^2(\text{cm}^4)$
A	975	65	63375	5,57	5430,36	1373125	1378555,36
B	262,50	122,50	32156,25	3040,42	798110,15	4921,88	803032,02
C	87,50	111,67	9770,83	1963,08	171769,56	486,11	172255,67
D	40	29,67	1186,67	1420,79	56831,50	142,22	56973,72
E	270	13,50	3645,00	2900,90	783242,89	16402,50	799645,39

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
3270	220267,5	6420924,33

Tableau.3.1: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 57,29$$

- $V = 57,29 \text{ cm}$
- $V' = 150 - 57,29 = 92,71 \text{ cm}$
- $I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$

$$I_G = 14098621,45 \text{ cm}^4$$

- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4961$

$$\rho = 49 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 51,33$

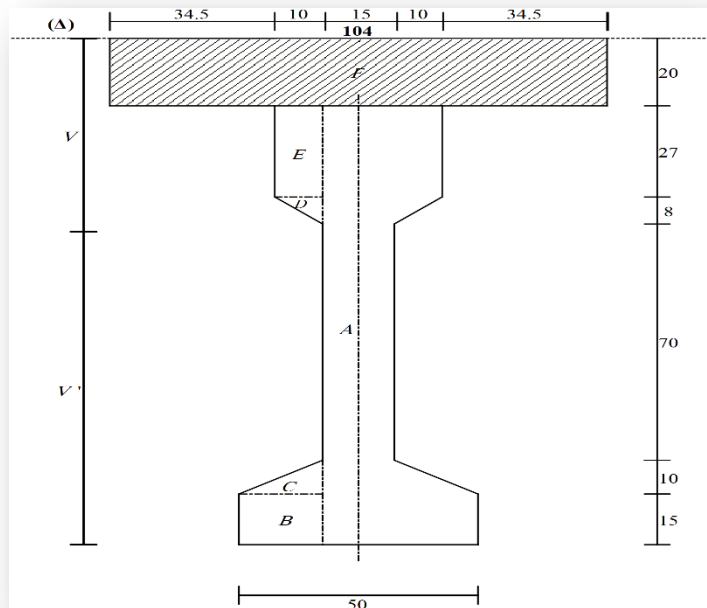


Figure.3.5 : Poutre intermédiaire section médiane avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
A	975	85	82875	767,84	748648,00	1373125	2121773,00
B	262,5	142,5	37406,25	7260,74	1905945,33	4921,88	1910867,20
C	87,50	131,67	11520,83	5531,89	484040,25	486,11	484526,36
D	40,00	49,67	1986,67	58,12	2324,61	142,22	2466,83
E	270,00	33,50	9045,00	565,96	152810,31	16402,50	169212,81
F	1066	10	10400,00	2236,34	2325797,86	34666,67	2360464,53

$B = \sum B_i \times 2 \text{ (cm)}$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 \text{ (cm}^4\text{)}$
5350	306467,5	14098621,45

Tableau.3.2 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdi

c) Poutre de rive avec hourdis

D'après le tableau si dessous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 58,74 \text{ cm}$$

- $V = 58,74 \text{ cm}$
- $V' = 150 - 58,31 = 91,26 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$

$$I_G = 13724541,08 \text{ cm}^4$$

- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4933$

$$\rho = 49 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 51,42$

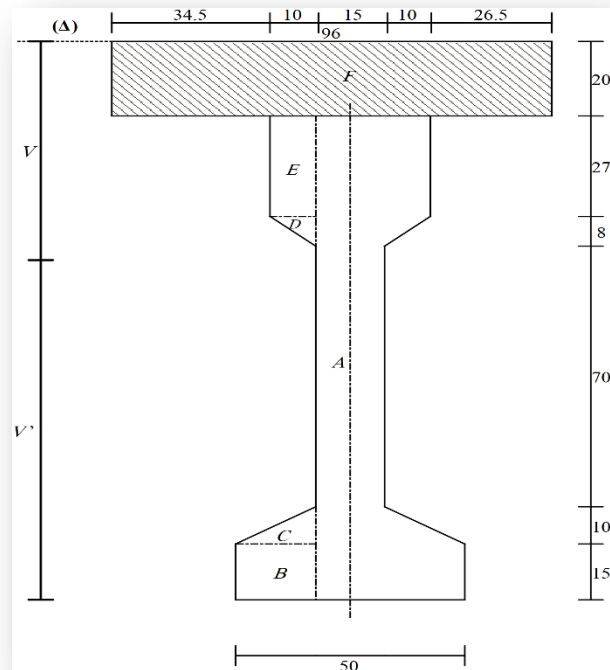


Figure.3.6: Poutre de rive section médiane avec hourdis.

section	$B_i (\text{cm}^2)$	$y_i (\text{cm})$	$B_i \cdot y_i (\text{cm}^3)$	$y_i'^2 (\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2 (\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} (\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2 (\text{cm}^4)$
A	975	85	82875	689,59	672347,91	1373125	2045472,91
B	262,5	142,5	37406,25	7015,74	1841631,12	4921,88	1846553,00
C	87,50	131,67	11520,83	5318,30	465351,14	486,11	465837,25
D	40,00	49,67	1986,67	82,33	3293,02	142,22	3435,24
E	270,00	33,50	9045,00	637,06	172005,55	16402,50	188408,05
F	1920	10	19200,00	2375,59	4561128,19	64000,00	4625128,19

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
5190	304867,5	13724541,08

Tableau.3.3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

4.2.2. Section d'about :

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive) :

D'après le tableau si dessous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 68.02 \text{ cm}$$

- $V = 68.02 \text{ cm}$
- $V' = 130 - 67,08 = 61.98 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
- $I_G = 7188384,79 \text{ cm}^4$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,3546$

$$\rho = 35\%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 38,66$

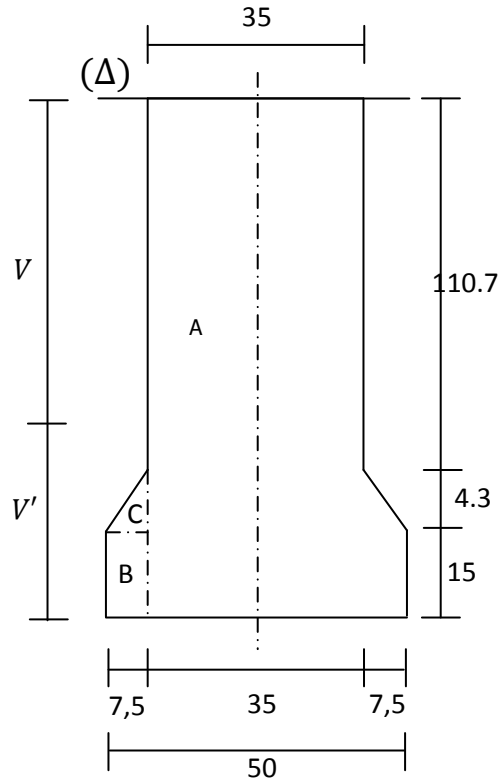


Figure.3.7 : Poutre seule section d'about (intermédiaire et rive).

section	$B_i (\text{cm}^2)$	$y_i (\text{cm})$	$B_i \cdot y_i (\text{cm}^3)$	$y_i'^2 (\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2 (\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} (\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2 (\text{cm}^4)$
A	2275,00	65,00	147875,00	9,12	20748,91	3203958,33	3224707,24
B	112,50	122,50	13781,25	2968,07	333907,92	2109,38	336017,30
C	16,13	113,57	1831,26	2074,50	33451,29	16,56	33467,86

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
4807,25	326975,03	7188384,79

Tableau.3.4: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

b) Poutre intermédiaire avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 64,45 \text{ cm}$$

- $V = 64,45 \text{ cm}$
- $V' = 150 - 64,45 = 85,55 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
- $I_G = 16094484,93 \text{ cm}^4$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4238$

$$\rho = 42 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 48,34 \text{ cm}^2$

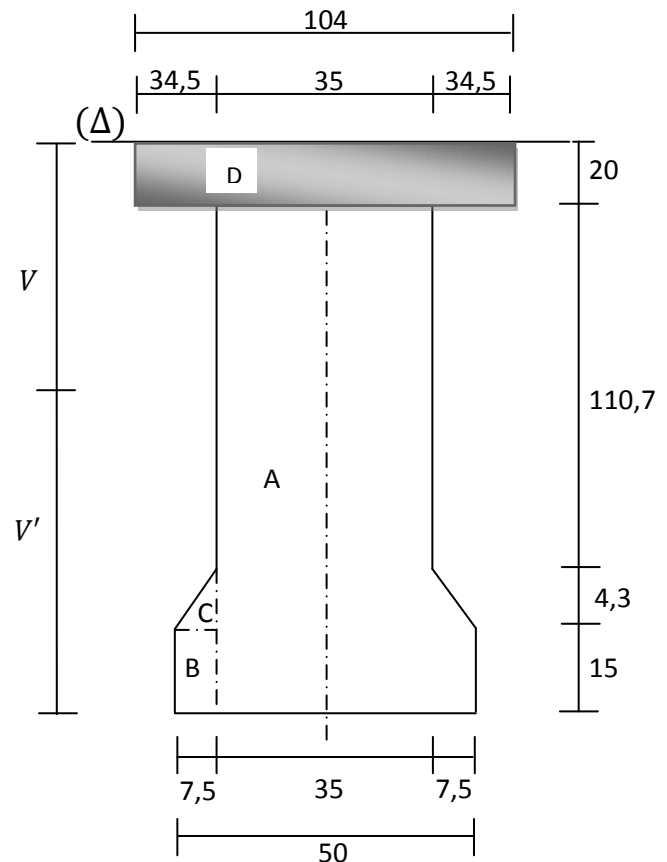


Figure.3.8 : Poutre intermédiaire section d'about avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
A	2275,00	85,00	193375,00	422,30	960738,19	3203958,33	4164696,52
B	112,50	142,50	16031,25	6091,80	685327,78	2109,38	687437,16
C	16,13	133,57	2153,76	4777,11	77030,96	16,56	77047,52
D	1040,00	10,00	10400,00	2964,80	3083394,60	34666,67	3118061,27

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
6887,25	443920,03	16094484,93

Tableau.3.5: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

c) Poutre de rive avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 65,75 \text{ cm}$$

- $V = 65,75 \text{ cm}$
- $V' = 150 - 65,75 = 84,25 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
 $I_G = 15603405,47 \text{ cm}^4$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4187$

$$\rho = 42 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 48,16 \text{ cm}^2$

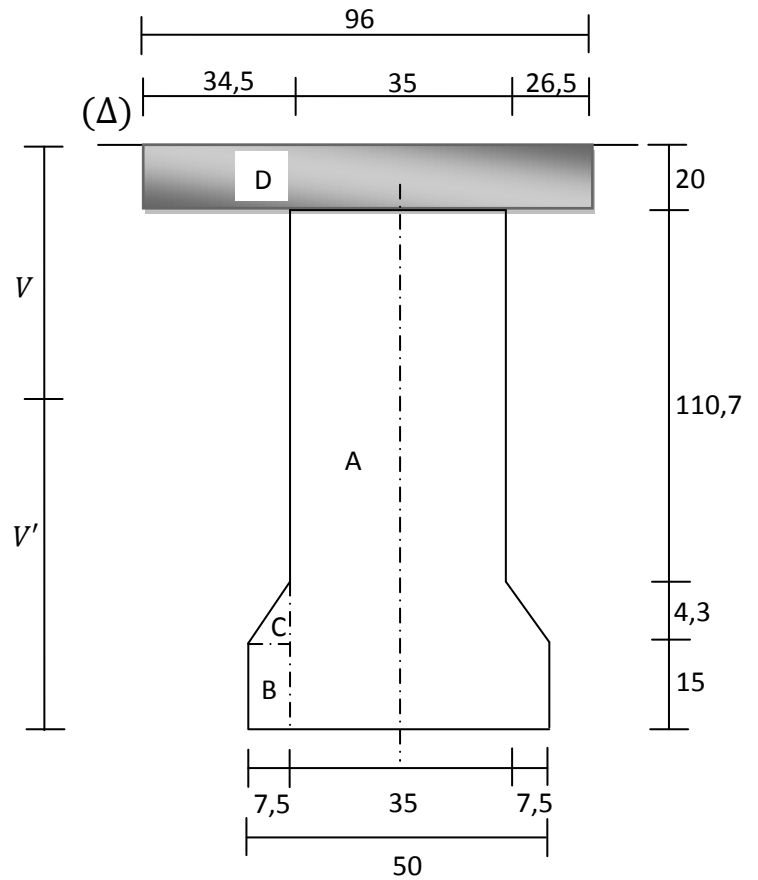


Figure.3.9: Poutre de rive section d'about avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	2275,00	85,00	193375,0	370,56	843029,69	3203958,33	4046988,02
2	112,50	142,50	16031,25	5890,56	662688,28	2109,38	664797,66
3	16,13	133,57	2153,76	4599,10	74160,49	16,56	74177,06
4	1920,00	10,00	19200,00	3108,06	5967480,00	64000,00	6031480,00

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
6727,25	442320,03	15603405,47

Tableau.3.6: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

A decorative scroll frame with a light gray border and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right sides have a scroll-like appearance with small circular details at the corners.

Chapitre 4

Evaluation des charges et surcharges

1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, Les actions appliquées a un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

A) Les actions permanentes comprennent

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle) ;
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

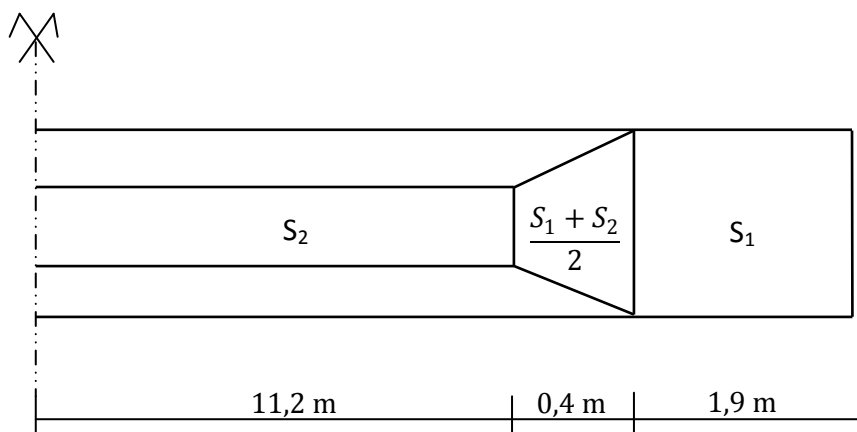
B) Les actions variables, de leur coté, comprennent

- Les charges d'exploitation : elles sont définies le règlement relatif aux ponts routier (fascicule 61 titre II);
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures ;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme;

2 Calcul des charges permanentes

2.1. La charge permanente (Cp)

a. Poids propre de la poutre



$$s_1 = 0,480725$$

$$s_2 = 0,327$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t. m}^{-3}$$

$$p_{\text{poutre}} = 2 \left(s_1 \cdot 1,9 + \left(\frac{s_1 + s_2}{2} \right) \cdot 0,4 + s_2 \cdot 11,2 \right) \gamma_b$$

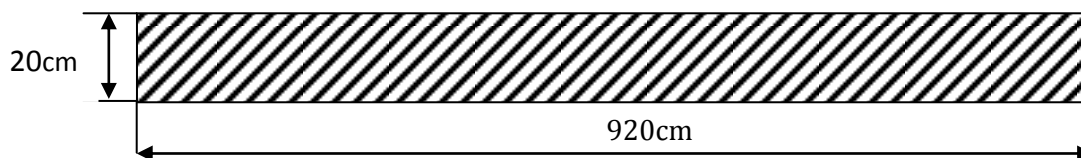
$$p_{\text{poutre}} = 23,68 \text{ t}$$

$$p_{\text{poutre}} = 23,68 / 27 = 0,87 \text{ t/ml}$$

- Poids totale des poutres

$$p_{\text{tot}} = 0,87 * 9 = 7,8 \text{ t/ml}$$

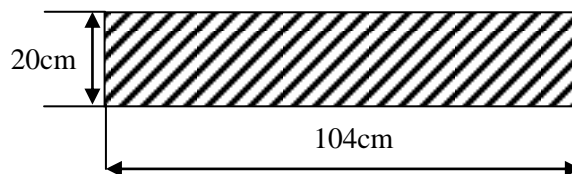
b. Poids du hourdis



$$p_{\text{dalle}} = 0,20 * 9,2 * 2,5 = 4,6 \text{ t/ml}$$

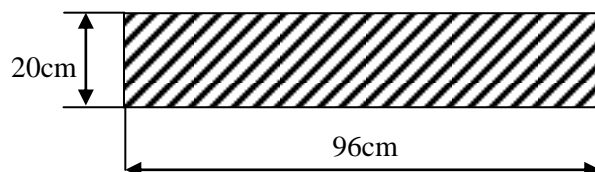
- La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

$$p_{\text{di}} = 2,5 * 0,20 * 1,04 = 0,52 \text{ t/ml}$$



- La charge de la dalle qui revient à la poutre rive

$$p_{\text{dr}} = 2,5 * 0,20 * 0,96 = 0,48 \text{ t/ml}$$



c. Le poids de l'entretoise

$$S_{\text{entr}} = 0,707 * 0,8$$

$$S_{\text{entr}} = 0,5656 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,40 \times 2,5 = 0,5656t$$

Le poids total de l'entretoise :

$$P_{entr} = 0,5656 \times 8 \times 2 = 9,0496t$$

$$P_{entr} = 9,0496t$$

Donc :

$$c_p = p_{tot} + p_{dalle} = 7,8 + 4,6 = 12,4t/ml$$

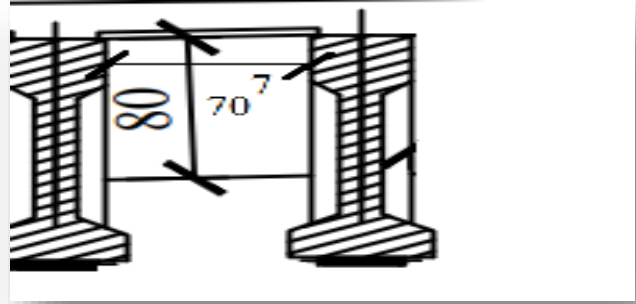


Figure.4.1: Détail du l'entretoise

2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle convient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivant :

a. Trottoir + corniche

$$S_{corniche} = 0,12 \times 0,3 + 0,13 \times 1 = 0,166m^2.$$

$$P_{corniche} = \rho \times S = 2,5 \times 0,166 = 0,415t/ml.$$

$$S_{trot} = \left(\frac{0,23 + ,03}{2} \right) \times 1,5 - (2 \times \pi \times 0,05^2) = 0,3818m^2.$$

$$P_{trottoire} = \rho \times S = 2,5 \times 0,3818 = 0,9545t/ml.$$

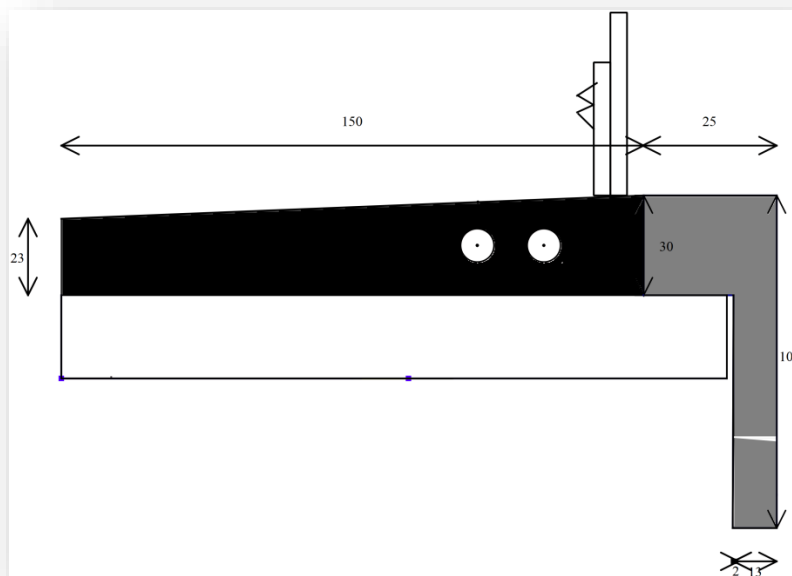


Figure.4.2: Détail du trottoir.

b. Gard corps :

$$P_{GC} = 0,1\text{t/ml. (Deux garde de corps } 0,2\text{t/ml)}$$

c. Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité :

$$P_{revt} = 6 \times 0,07 \times 2,4 = 1,008\text{t/ml}$$

$$P_{étanc h} = 6 \times 0,01 \times 2,2 = 0,132\text{t/ml}$$

$$P_{tot}=1,14\text{t/ml}$$

$$\text{Donc : CCP} = 2(p_{GC} + p_{trott} + p_c) + p_r = 4,079\text{t/ml.}$$

$$\text{D ou } g = 12,4 + 4,079 \text{ t/m}$$

Poids total du tablier(G)

$$G = (C_p + CC_p).L + p_{entr} = (12,4 + 4,079).27 + 9,0496 = 453,98 \text{ t.}$$

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre à coté De rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	0,87	0,87	0,87
Dalle	0,48	0,52	0,52
Revêtement+ étanch	/	0,0988	0,1976
trottoir	0,6294	0,325	/
Corniche	0,415	/	/
Gard corps	0,1	/	/
$\Sigma(\text{charge})_i$	2,4944	1,8138	1,5876

Tableau.4.1: Les charges permanentes pour chaque type de poutre.

3 Etude des surcharges

Elles sont définies par le D.T.R (RCPR 2008) et Selon le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B (Bc et Bt) ;
- La surcharge militaire Mc120 ;

- La surcharge sur trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

3.1. Détermination des caractéristiques du pont

- Largeur roulable : $L_R = 5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$; Donc ce pont est de la **2^{ème} classe**.

- Largeur chargeable : $L_C = L_R = 6 \text{ m}$;

- Nombre des voies : $m = E(L_C/3) = 2 \text{ voies}$;

- largeur d'une voie : 3m

3.2. Evaluation des surcharges

A. Système A(L)

$$(L) = 230 + \frac{36\ 000}{L + 12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + \frac{36\ 000}{26,3+12} = 1169,947 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$A(L) = 1,1699 \text{ t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés, A(L) multiplié par un coefficient (a_1) donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ère} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{ème} classe	0,90	0,80	/	/	/

Tableau.4.2 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Coefficient de a2 :

On a : pont de 2^{ème} classe

D'autre part, A(L) est multiplier par un autre coefficient (a₂) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V_0 = L_V = 3 \text{ m (pont de 2^{ème} classe)} \\ V = 3 \text{ m (largeur de la voie)} \end{cases}$$

$$a_2 = \frac{3}{3} = 1$$

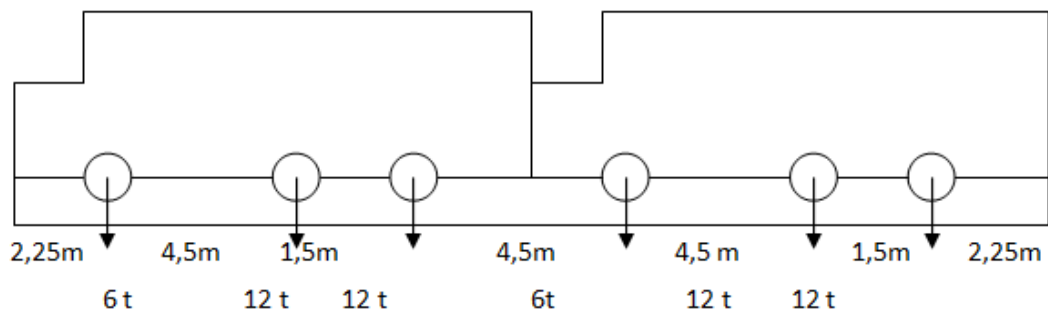
La valeur de A(L) en fonction de voies chargées

	a ₁	a ₂	A(L) ($\frac{t}{m^2}$)	A (t/ml)
1voie	1,00	1,00	1,1699	$1 \times 1 \times 3 \times 1,1699 = 3,509$
2voies	0,9	1,00	1,1699	$0,9 \times 1 \times 3 \times 2 \times 1,1699 = 6,317$

Tableau.4.3 : charge A(L) par vois.

B. Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



Longitudinalement

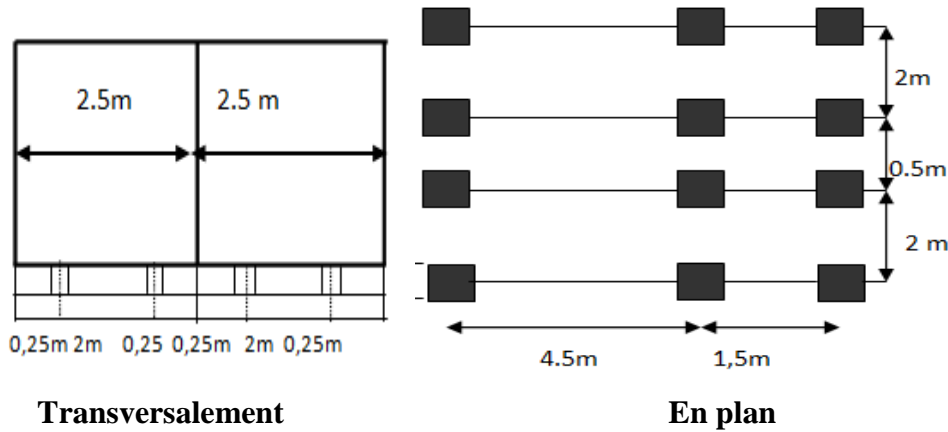


Figure 4.3 : schémas du système Bc.

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, on dispose deux camions B_c aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est 4,50m .
- ✓ Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable (Nbre de camions B_c = Nbre de voies chargées) .la distance entre chaque camion est 0,50m .

Dans notre cas : $L = 26,3$ m et 2 voies chargées

On peut dispose deux camions B_c longitudinalement et deux transversalement.

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_c dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ere} classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 ^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{eme} classe	1,00	0,80	/	/	/

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 26,3 m

G : charge permanente = 453,98t

S : surcharges max = $30 \times 2 \times 2 \times 0,9 = 108t$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26,3} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{453,98}{108}} \Rightarrow \delta_c = 1,098$$

	b_c	δ_c	charges par essieu (t)	
1voie	1,00	1,098	E avant	$6 \times 1,0 \times 1,098 = 6,588$
			E arriere	$12 \times 1,0 \times 1,098 = 13,176$
2voies	0,90	1,098	E avant	$2 \times 6 \times 0,9 \times 1,098 = 11,858$
			E arriere	$2 \times 12 \times 0,9 \times 1,098 = 23,717$

Tableau.4.4: Evaluation des surcharges du système Bc.

C. Système Bt

Un tandem(Bt) comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

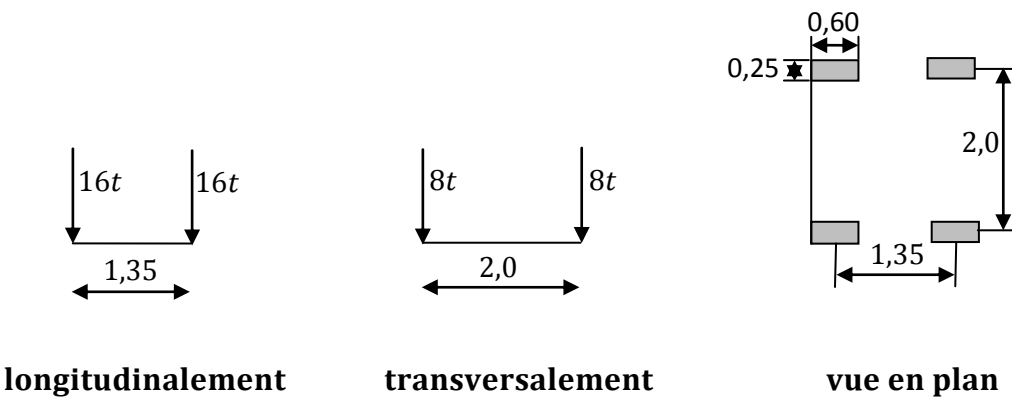


Figure 4.4 : schémas du système Bt.

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 26,3 m

G : charge permanente = 453,98t

Bt = 0,9 (pour les ponts du 2^{ème} classe)

$$S = Q \times bt = 64 \times 0,9 = 57,6t$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26,3} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{453,98}{57,6}}$$

$$\delta_{bt} = 1,082$$

Désignation	Q	Bt	Δ	Essieu (16t)
1 Tandem	32	0,9	1,082	15,58
2 Tandems	64	0,9	1,082	31,16

Tableau.4.5: Evaluation des surcharges du système Bt.

D. Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés par supporter les véhicules de type Mc 120, les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi peut être disposé.

Dans le sens longitudinal : la limite entre entraxe de deux convois est de 36.6m.

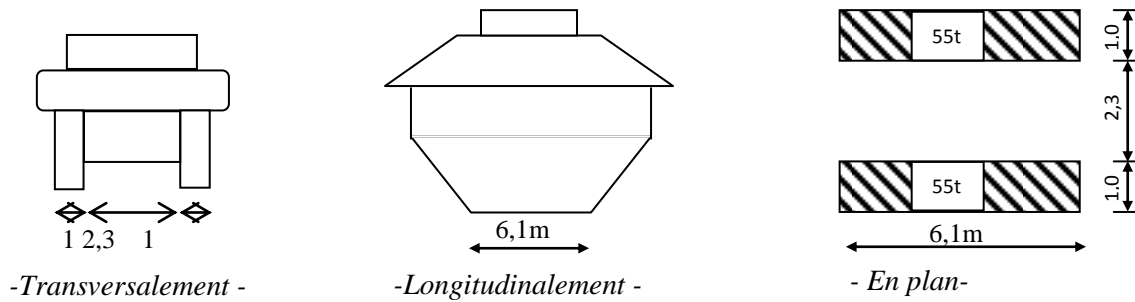


Figure 4.5 : schémas du système Mc120.

Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$L = 26,3 \text{ m} ; G = 453,98 \text{ t} ; Q = 110 \text{ t.}$$

$$\text{Donc : } \delta_{Mc} = 1,098$$

$$Q = 110 \times 1,098 = 120,8t$$

$$Q_{/m} = 120,8 / 6,1 = 19,8t/ml.$$

E. Surcharge sur trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet le plus défavorable.

$$\text{Un trottoir chargé : } P1 = 0,15 \times 1,5 \times 1 = \mathbf{0,225 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Deux trottoirs chargés : } P2 = 0,15 \times 1,5 \times 2 = \mathbf{0,45 \text{ t/ml}}$$

4 Les effets horizontaux

4.1. Effet de freinage

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

✓ L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \cdot A$$

$$\text{Avec : } F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$$

$$S = L_C \cdot L \text{ (La surface chargée } \text{m}^2 \text{)}$$

	A (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	$3,509 \times 26,3 = \mathbf{92,287}$	$3 \times 26,3 = \mathbf{78,9}$	0,049	3,866
2 voies	$6,317 \times 26,3 = \mathbf{166,137}$	$6 \times 26,3 = \mathbf{157,8}$	0,048	8,084

✓ pour le système (b_c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids $F_H = 30 \text{ t}$.

4.2. Effet du vent

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée

Le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m^2)

4.3. L'effet du séisme

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

$F_{ah} = 0,25G$ dans le sens horizontal .

$F_{av} = 0,01$ dans le sens vertical.

Dans notre cas : $\begin{cases} F_{ah} = 0,25 \times 453,98 = \mathbf{113,495\ t} \\ F_{av} = 0,1 \times 453,98 = \mathbf{45,398\ t} \end{cases}$

Chapitre 5

Répartition longitudinale des efforts

1 Evaluation des efforts dans la poutre

1.1 Les éléments de réduction dus au poids propre

✓ Les réactions

Par la R.D.M : $R_A = R_B = \frac{g}{2}l$

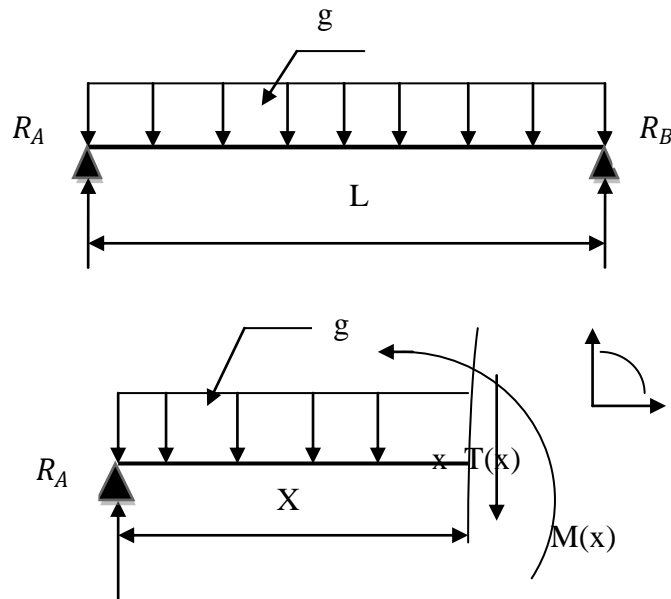
✓ Le moment

$$M(x) = R_A x - \frac{g}{2}x^2$$

✓ L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - gx$$

Avec : $L = 26,3 \text{ m}$



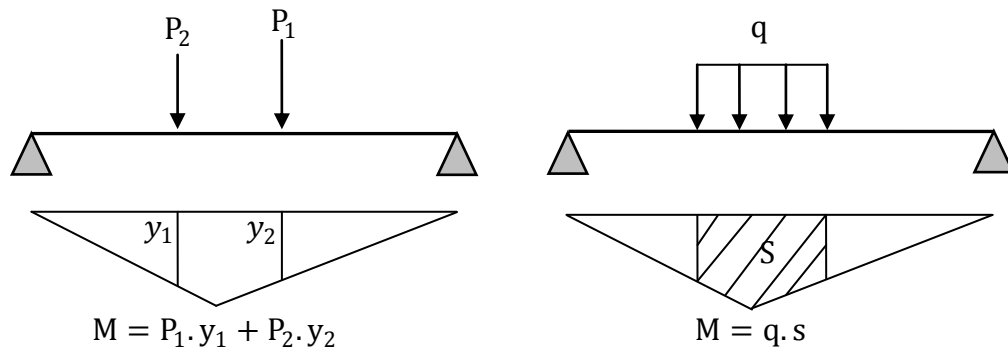
Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
			0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
De rive	2,494	32,796	0,00	161,725	215,634	32,796	16,398	0,00
Cote de rive	1,814	23,854	0,00	117,630	156,840	23,854	11,927	0,00
Intermédiaire	1,588	20,882	0,00	102,974	137,300	20,882	10,441	0,00

Tableau.5.1: éléments de réductions dus aux charges permanentes de chaque poutre.

2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

2.1 La ligne d'influence :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.



2.2. Théorème de BARRE :

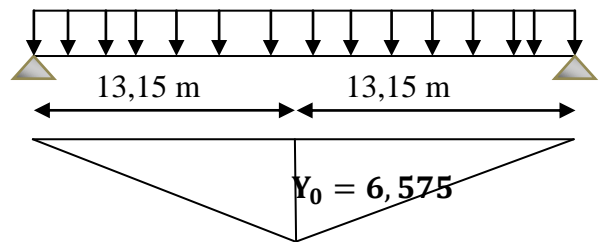
Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre

2.3 Moment fléchissant à x=0,5L

2.3.1 Surcharge A(L)

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{13,15 \times 13,15}{26,3} = 6,575 \text{ m}$$



$$S = 2((13,15 \times 6,575)/2) = 86,461 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times S$$

Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	M ₀ = $\frac{M}{9}$ (t.m)
1 voie	3,509	86,461	303,393	33,710
2 voies	6,317	86,461	546,174	60,686

Tableau5.2: Moment fléchissant due à A(L), (X=0,5L)

2.3.2. Système B_c

Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du **R = 60 t.**

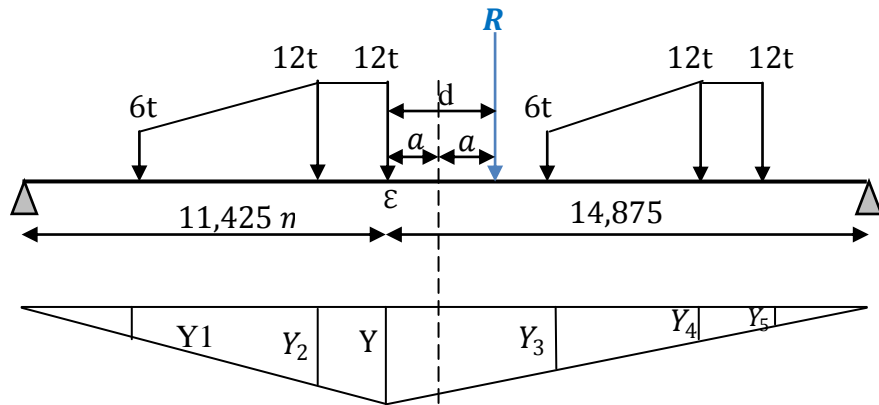
$$X_R = \frac{[12(4,5+6+15+16,5)+6(10,5)]}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$d = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{11,425 \times 14,875}{26,3}$$

$$Y=6,461$$



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
6,312	3,067	5,611	4,505	2,551	1,900

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 7,572 \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 16,523 \end{array} \right.$$

$$M_E = 243,708 \text{ t.m}$$

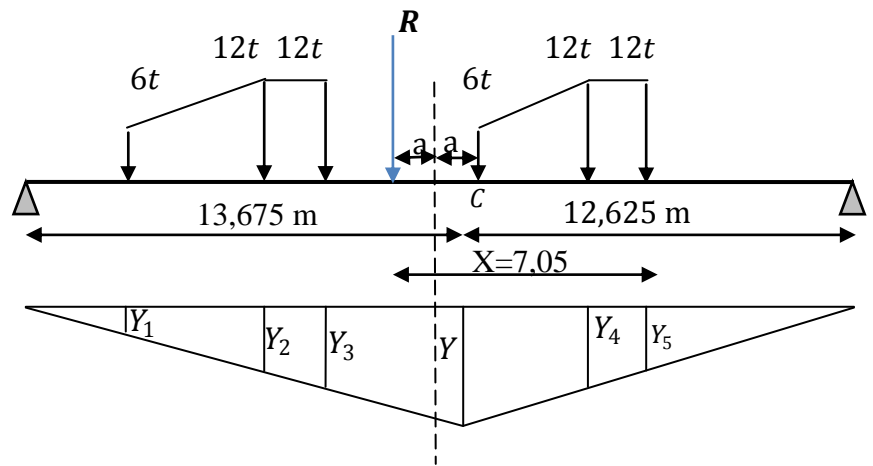
Cas N°2 : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

$$X_R = 7,05d = 7,05 - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 0,525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{12,625 \times 13,675}{26,3}$$

$$Y=6,564$$



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
6,564	1,524	3,681	4,404	4,224	3,444

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 8,070 \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 15,753 \end{array} \right.$$

$$M_E = 237,456 \text{ t.m}$$

$237,456t.m > 243,708 t.m$

⇒ le 1^{ere} cas est l'effet le plus défavorable

2.3.3. Système B_t :

$d = 0,675 m$

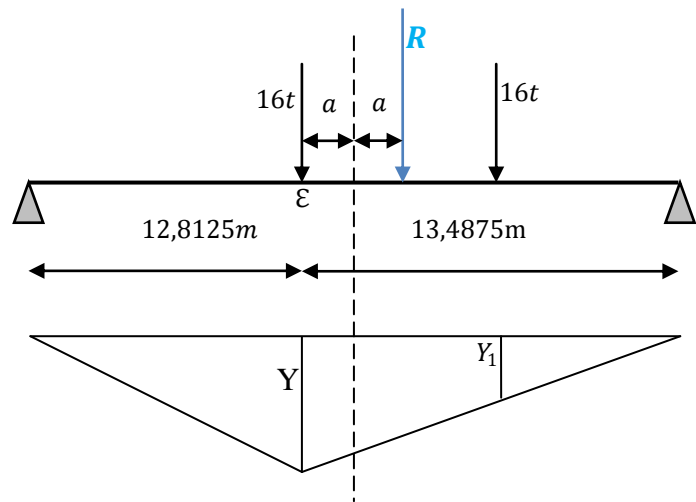
$d/2 = a = 0,3375 m$

$Y = \frac{12,8125 \times 13,4875}{26,3} = 6,570$

$Y_1 = 6,570 m$

$\sum Y_i = Y_0 + Y_1 = 12,482 m$

$M_\varepsilon = \sum P_i Y_i = 199,718 t.m$



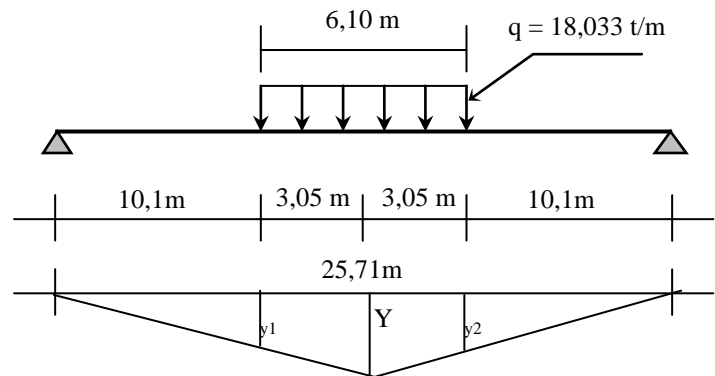
2.3.4. Système Mc₁₂₀

$Y = 6,575$

$Y_1 = Y_2 = 5,050$

$S = 2 \left(\frac{6,575 + 5,05}{2} \right) 3,05 = 35,456m^2$

$M_{max} = 639,378 t.m$



2.3.5. Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.5L$:

Surcharge		Surcharge	M (t.m)	M_0 (t. m)	
A(L)	1 voie	3,509	303,393	33,710	
	2 voies	6,317	546,174	60,686	
B_c	1 file	Avant	6,588	49,884	5,543
		Arrière	13,176	217,707	24,190
	2 files	Avant	11,858	89,789	9,976
		Arrière	23,717	391,876	43,542
B_t	1 Tandem	15,58	194,469	21,607	
	2 Tandems	31,16	388,939	43,215	
$M_c 120$		19,8	702,028	78,003	
trottoir	Un trottoir	0,225	19,454	2,162	
	Deux trottoir	0,45	38,907	4,323	

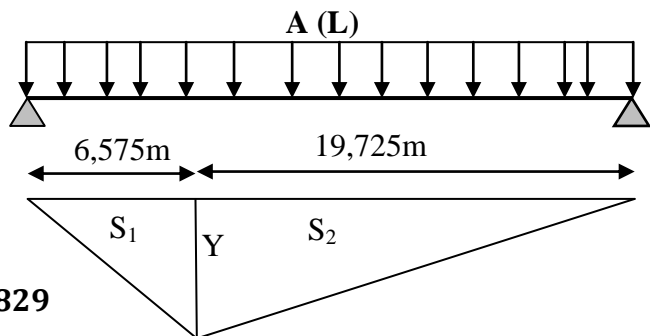
Tableau .5.3: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges ($X=0,5L$)

2.4. Moment fléchissant dus aux surcharges $x = 0,25L$

2.4.1. Surcharge A(L) :

$$Y = \frac{6,575 \times 19,725}{26,3} = 4,93 \text{ m}$$

$$S = \frac{4,93 \times 6,575}{2} + \frac{4,93 \times 19,725}{2} = 64,829$$



Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	$M_0 = \frac{M}{9}$ (t.m)
1 voie	3,509	64,829	227,484	25,276
2 voies	6,317	64,829	409,524	45,502

Tableau.5.4: Moment fléchissant due à A(L), (X = 0,25L)

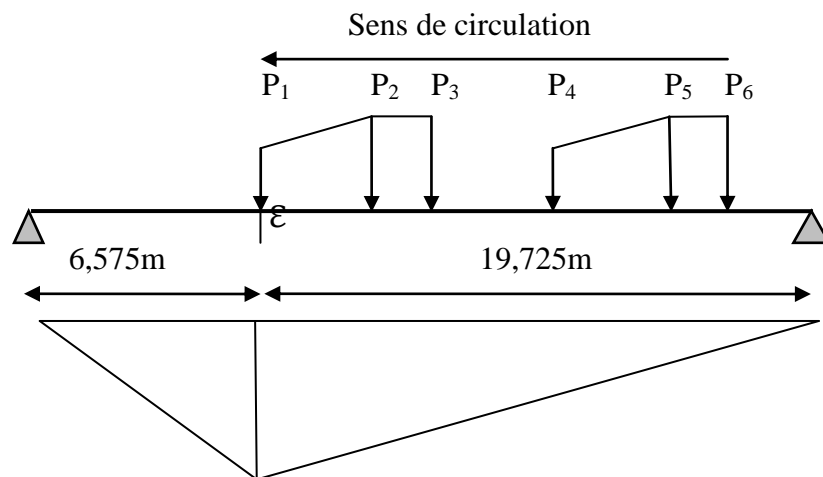
2.4.2 Système B_C

Pour obtenir le moment maximum en C (a X=0,25L), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} W_{L1} \geq W \cdot \frac{a}{L} \\ W_{L2} \leq W \cdot a/L \end{cases}$$

Avec :

- a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche ;
- W : le résultat des charges ce qui trouve sur la poutre ;
- W_{L1} : le résultat des charges appliquées à gauche de C en tenant compte la charge en C ;
- W_{L2} : le résultat des charges appliquées à la gauche de C en ignorant la charge en C.

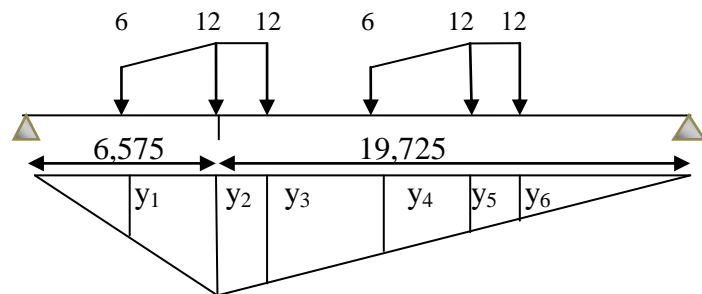


Force	W	(W×a)/L	W _{L1}	Vérification	W _{L2}	Vérification
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13.5	30	Ok	24	Non
P5=12t	30	7,5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7.5	30	Ok	18	Non

Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

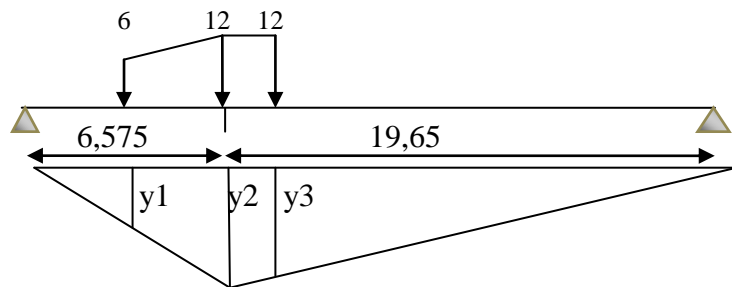
➤ 1^{er} cas : P2 sur c :

y ₁	1,55
y ₂	4,93
y ₃	4,55
y ₄	3,43
y ₅	2,3
y ₆	1,93



➤ 2^{ème} cas : P5 sur c

y ₁	1,55
y ₂	4,93
y ₃	4,55



❖ Les moments :

$$M = \sum P_i \times y_i$$

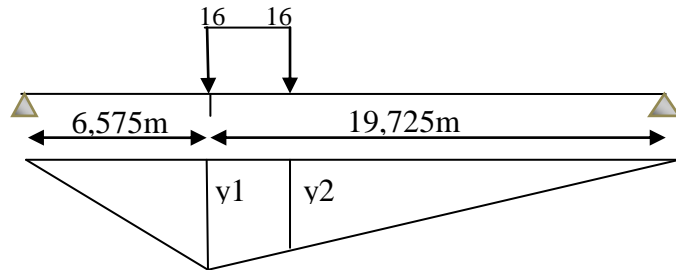
Le cas	Moment (t.m)
1	194,4
2	123,06

Donc on déduit que le 1^{er} cas est le cas le plus défavorable.

2.4.3 Système B_t :

$$y_1 = 4,93.$$

$$y_2 = 4,59.$$



2.4.4 Convoi M_{C120} :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{6,575}{26,3} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 6,1 = 1,525m.$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 6,1 = 4,575m.$$

$$y_1 = 3,786m.$$

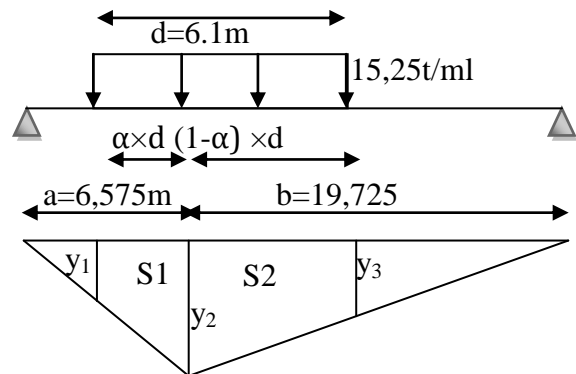
$$y_2 = 4,93$$

$$y_3 = 3,786$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(3,786 + 4,93)}{2} \frac{(1,525 + 4,575)}{2}$$

$$S = 26,58m^2$$



2.4.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $x=0.25L$:

Surcharge		Surcharge	M (t.m)	M_0 (t. m)	
A(L)	1 voie		3,509	227,484	25,276
	2 voies		6,317	409,524	45,502
B_c	1 file	Avant	6,588	32,808	3,645
		Arrière	13,176	180,643	20,071
	2 files	Avant	11,858	59,053	6,561
		Arrière	23,717	325,160	36,129
B_t	1 Tandem		15,58	148,321	16,480
	2 Tandems		31,16	296,643	32,960

M_C120		19,8	526,284	58,476
trottoir	Un trottoir	0,225	14,587	1,621
	Deux trottoirs	0,45	29,173	3,241

Tableau.5.5: Tableau récapitulation des moments dus aux surcharges. (X = 0,25L)

3 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour X = 0,00L

3.1.1 Surcharges A(L) :

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q/2$$

➤ Une voie chargée : A (1L) = 3,509 t.m

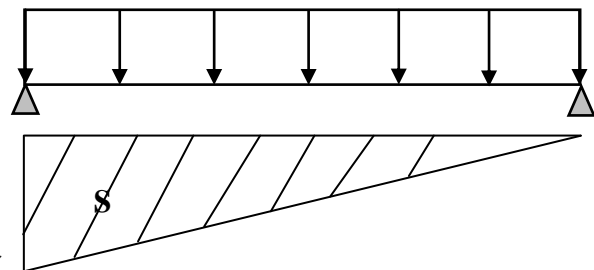
$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 13,15 \text{ m}^2$$

➤ Deux voies chargées : A (2L) = 6,317 t.m

$$Y = 1,00 \text{ m}$$

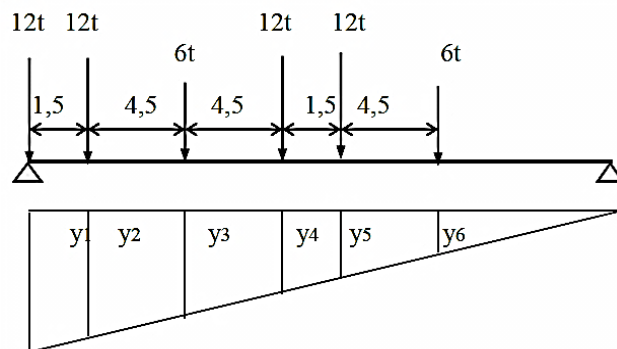
$$S = 13,15 \text{ m}^2$$



3.1.2 Type B_c :

$$\sum Y_i \text{ avant} = 1,091 \text{ m}$$

$$\sum Y_i \text{ arrière} = 3,087 \text{ m}$$



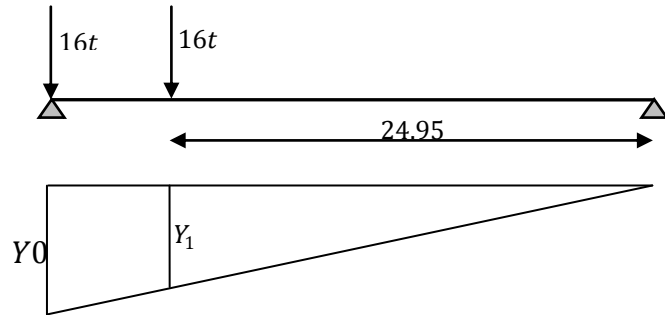
Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
1	0,943	0,771	0,600	0,544	0,372

3.1.3 Type B_t :

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0.948 \text{ m.}$

$\sum Y_i = 1,948 \text{ m.}$

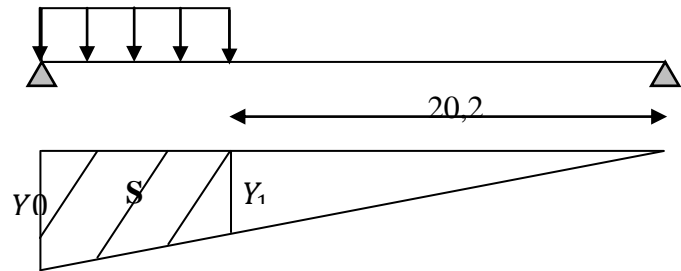


3.1.4 Surcharge du type M_c120 :

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,768 \text{ m.}$

$S = 5.392 \text{ m}^2$



3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$

3.2.1 Surcharges A(L) :

➤ Une voie chargée : $A(1L) = 4,83 \text{ t.m}$

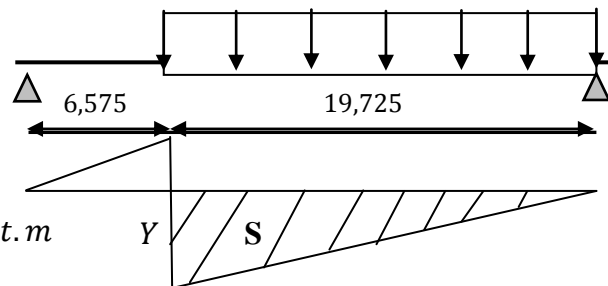
$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 7,397 \text{ m}^2$

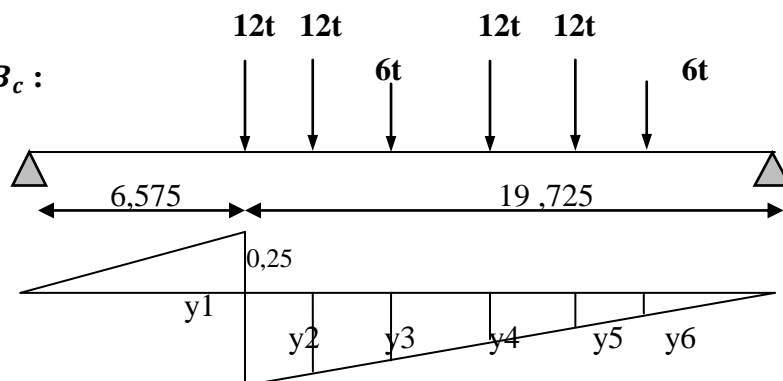
➤ Deux voies chargées : $A(2L) = 8.295 \text{ t.m}$

$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 7,397 \text{ m}^2$



3.2.2 Système B_c :



Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
0,750	0,693	0,522	0.350	0.294	0.122

$$\sum Y_i \text{ avant} = 0,644 \text{ m}$$

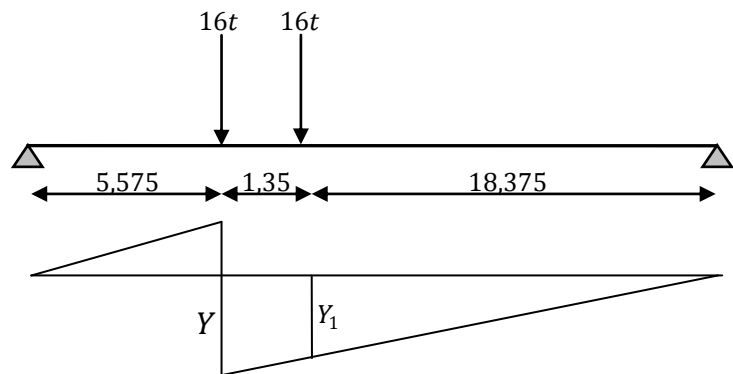
$$\sum Y_i \text{ arrière} = 2,087 \text{ m}$$

3.2.3 Système B_t :

$$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0,698 \text{ m.}$$

$$\sum Y_i = 1,448 \text{ m.}$$

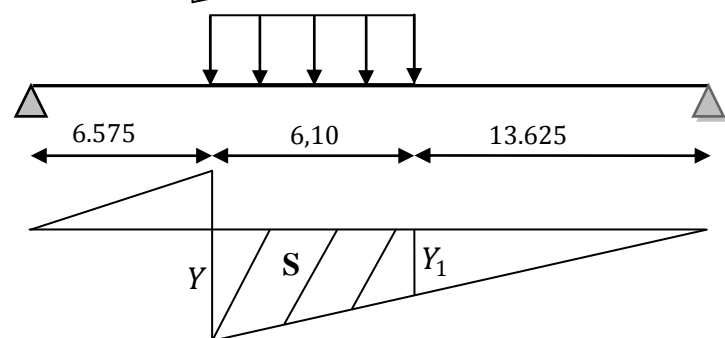


3.2.4 Surcharge du type M_c120 :

$$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0,518.$$

$$S = 3,867 \text{ m}^2$$



3.2.5 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants :

➤ Pour $x = 0,00L$

Surcharge		surcharge	T (t)	$T_0(t)$
A(L)	1 voie	3,509	46,143	5,127
	2 voies	6,317	83,068	9,229
B_c	1 file	Avant	6,588	7,530
		Arrière	13,176	40,674
	2 files	Avant	11,858	13,554
		Arrière	23,717	73,214
B_t	1 tandem	15,58	30,349	3,372
	2 tandems	31,16	60,699	6,744
M_c120		19,8	106,761	11,862
trottoir	Un trottoir	0,225	2,959	0,370
	Deux trottoirs	0,45	5,918	0,658

Tableau.5.6: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. ($X = 0,00L$)

➤ Pour $x = 0,25L$

Surcharge		surcharge	T (t)	T ₀ (t)
A(L)	1 voie	3,509	25,956	2,884
	2 voies	6,317	46,727	5,192
B _C	1 file	Avant	6,588	4,243
		Arrière	13,176	27,498
	2 files	Avant	11,858	7,637
		Arrière	23,717	49,497
B _t	1 tandem	15,58	22,559	2,507
	2 tandems	31,16	45,120	5,0133
M _C 120		19,8	76,567	8,507
trottoir	Un trottoir	0,225	1,664	0,185
	Deux trottoirs	0,45	3,329	0,370

Tableau5.7: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,25L)

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a slight shadow, framing the text.

Chapitre 6

Répartition transversale des efforts

1 Introduction et choix de la méthode :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement r qui est définie par la formule suivante :

$$r = \frac{n a}{2 L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

- Si $r < 0,3$ La méthode de **J.Courbon**.
- Si $r > 0,3$ La méthode de **Guyon-Massonnet**.

Avec :

- n : le nombre des poutres.
- L : portée des poutres.
- a : l'entre axe des poutres.
- I_p : moment d'inertie de la poutre
- I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

1.1 Calcule de I_E :

Dans notre cas la dalle jouera le rôle d'entretoise, on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,667 \text{ cm}^4$$

1.2 Calcule de I_p moment d'inertie équivalent d'une poutre :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.
- I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 16094484,93 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 14098621,45 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 16094484,93 + (14098621,45 - 16094484,93) \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 14400343,39 \text{ cm}^4$$

$$n = 9$$

$$a = 1,04 \text{ m}$$

$$L = 26,3 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 9 \\ a = 1,04 \text{ m} \\ L = 26,3 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0,682$$

$r = 0,682 > 0,30$ Donc on utilise la méthode de **GUYON – MASSONNET**

2 Méthode de Guyon Massonnet :

2.1 Paramètres de calcul:

2.1.1 La largeur active du pont :

$$2b = n \times a$$

Avec : $n = 9$ et $a = 1,04 \text{ m}$

Donc :

$$b = 4,68 \text{ m}$$

A- Positions actives des poutres :

$$b = 4,68 \text{ m} \rightarrow 1$$

$$a = 1,04 \text{ m} \rightarrow x$$

$$x = \frac{1,04 \times 1}{4,68} = 0,222$$

On obtient le tableau suivant :

poutre	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Position	0,888	0,666	0,444	0,222	0	-0,222	-0,444	-0,666	-0,888

B- Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{14400343,39 E}{104} = 138464,84 E$$

C- Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{66666,667 E}{100} = 666,667 E$$

D- Paramètre d'entretoisement :

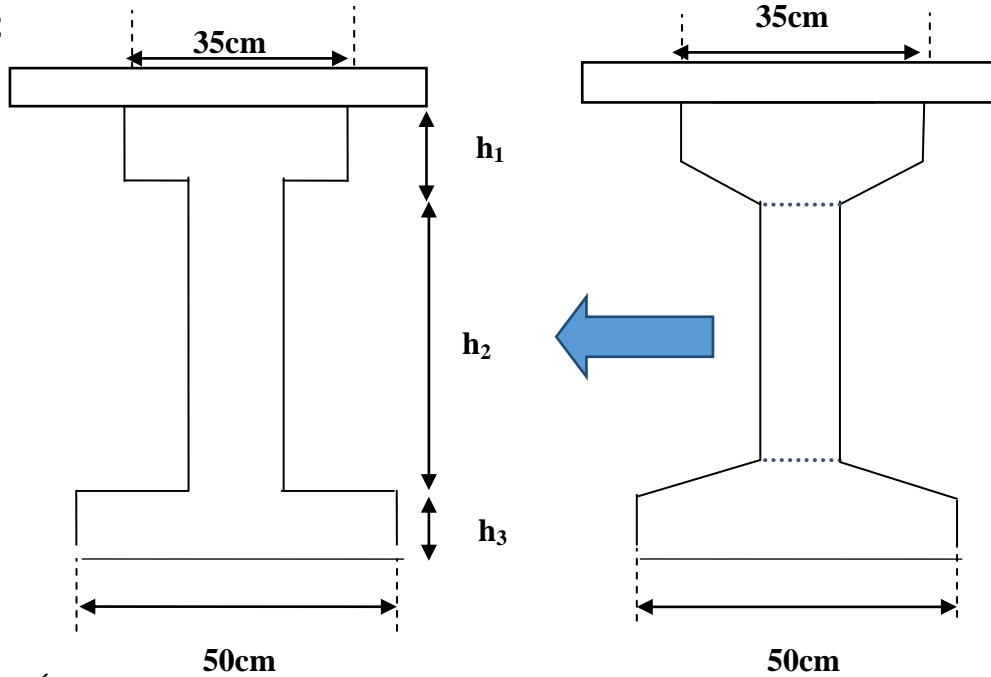
$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \rightarrow \theta = 0,676$$

E- Rigidité torsionnelle des poutres :

Donné par la formule :

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \quad \text{avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

$$\nu = 0,2$$



- h : Épaisseur de la dalle.
- b_i : la plus grand portée.
- h_i : la plus petite coté.
- G : module de déformation transversale du béton. $\nu = 0.2$ coefficient de poisson.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

$$s_1 = h_1 \times 35 = 1145 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = 32,71 \text{ cm}$$

$$s_3 = h_3 \times 50 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$h_3 = 20 \text{ cm}$$

$$h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 77,29 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2,4} \left[35 \times 32,71^3 + 77,29 \times 15^3 + 50 \times 20^3 + \frac{104 \times 20^3}{2} \right]$$

$$C_p = 319691,5629E$$

F- La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{319691,5629E}{104} = 3074,9573E$$

G- La rigidité torsionnelle de la dalle :

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2,4} \times 66666,667$$

$$C_D = 555555,556E$$

H- La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{555555,556E}{100} = 5555,556E$$

I- Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = \frac{E(3074,9573 + 555,556)}{2E \times \sqrt{138464,84 \times 666,667}}$$

$$\alpha = 0,189$$

3 Calcul des moments fléchissant :

3.1 Coefficient de répartition transversale K :

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Les valeurs de κ pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065 - \theta)}{0,663} \right]}$$

Avec

- K_0 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 0$

- K_1 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

3.2 Calcul de K_{moy} :

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K .

- Pour les surcharges concentrées :
$$K_{moy} = \frac{\sum p_i \times k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$
- Pour les surcharges réparties :
$$K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

3.3 Calcul du moment fléchissant :

Une fois qu'on aura déterminé :

- K_α Puis $K_{\alpha moy}$.
- M_0 : (moment longitudinal moyen par le théorème de Barré).
- On calcule $M = K_{\alpha moy} \times M_0$.

$$\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}} = 0.602$$

❖ Tableaux des k_0 :

$\Theta=0.65$		Alfa=0=> K_0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4		-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2		-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4		-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b		-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau.6.1: valeurs de k_0 pour $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4		-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2		-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4		-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b		-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau.6.2: valeurs de k0 pour $\Theta=0.70$

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\Theta=0.65$ et $\Theta=0.70$ par interpolation par la formule suivante :

$$0.65 \longrightarrow K_0(\theta = 0.65)$$

$$0.676 \longrightarrow K_0(\theta = 0.676)$$

$$0.70 \longrightarrow K_0(\theta = 0.70)$$

$$K_0(\theta = 0.676) = 0.52K_0(\theta = 0.70) + 0.48K_0(\theta = 0.65)$$

$\Theta=0.676$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0965	0,5828	1,0553	1,4546	1,6378	1,4546	1,0553	0,5828	0,0965
b/4		-0,3177	0,1349	0,5935	1,0515	1,4546	1,6650	1,5371	1,2237	0,8630
b/2		-0,5159	-0,1724	0,1882	0,5935	1,0553	1,5371	1,9178	2,0608	2,1064
3b/4		-0,6111	-0,4038	-0,1724	0,1349	0,5828	1,2237	2,0608	2,9973	3,8766
b		-0,6765	-0,6111	-0,5159	-0,3177	0,0965	0,8630	2,1064	3,8766	6,0484

Tableau.6.3: valeurs de k0 pour $\Theta=0.676$

❖ Tableaux des k_1 :

$\Theta=0.65$		Alfa=1=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4		0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2		0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4		0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b		0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau.6.4: valeurs de k1 pour $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau.6.5: valeurs de k1 pour $\Theta=0.70$

$\Theta=0.676$	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7274	0,8448	0,9943	1,1608	1,2556	1,1608	0,9943	0,8448	0,7274
b/4	0,5039	0,6109	0,7549	0,9464	1,1608	1,3072	1,2676	0,6376	1,0551
b/2	0,3573	0,4484	0,5742	0,7549	0,9943	1,2676	1,4858	1,5315	1,5139
3b/4	0,2630	0,3400	0,4484	0,6109	0,8448	1,1576	1,5315	1,8879	2,1184
b	0,1969	0,2630	0,3573	0,5039	0,7274	1,0551	1,5139	2,1184	2,8410

Tableau.6.6: valeurs de k1 pour $\Theta=0.676$

On a : $0.1 \leq \theta \leq 1$ $K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$ avec : $\alpha = 0.189$ et $\beta = 0.602$

Donc : $K_{\alpha} = K_0 + 0,367(K_1 - K_0)$

$\Theta=0,676$	K α								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3280	0,6790	1,0329	1,3468	1,4975	1,3468	1,0329	0,6790	0,3280
b/4	-0,0162	0,3096	0,6527	1,0129	1,3468	1,5337	1,4382	1,0086	0,9335
b/2	-0,1954	0,0554	0,3299	0,6527	1,0329	1,4382	1,7593	1,8665	1,8889
3b/4	-0,2903	-0,1308	0,0554	0,3096	0,6790	1,1994	1,8665	2,5902	3,2314
b	-0,3560	-0,2903	-0,1954	-0,0162	0,3280	0,9335	1,8889	3,2314	4,8712

Tableau.6.7: valeurs de k α pour $\Theta=0,676$

3.3.1 La poutre 09 :

$$\frac{3b}{4} < y <= b \quad y = 4,16 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
3b/4	-0,2903	-0,1308	0,0554	0,3096	0,6790	1,1994	1,8665	2,5902	3,2314
b	-0,3560	-0,2903	-0,1954	-0,0162	0,3280	0,9335	1,8889	3,2314	4,8712

$$3,51 \longrightarrow K_{\alpha}(3,51)$$

$$4,16 \longrightarrow K_{\alpha}(4,16)$$

$$4,68 \longrightarrow K_{\alpha}(4,68)$$

$$K_{\alpha}(4,16) = K_{\alpha}(3,12) + 0,556[(K_{\alpha}(4,68) - K_{\alpha}(3,12))]$$

Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P 05	-0,3268292	-0,219482	-0,0840448	0,1284552	0,483844	1,0515596	1,8789544	2,9467072	4,1431288

Tableau.6.8: valeurs de k_{α} pour la poutre 09

3.3.2 La poutre 08 :

$$\frac{b}{2} < y <= \frac{3b}{4} \quad y = 3,12$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/2	-0,1954	0,0554	0,3299	0,6527	1,0329	1,4382	1,7593	1,8665	1,8889
3b/4	-0,2903	-0,1308	0,0554	0,3096	0,6790	1,1994	1,8665	2,5902	3,2314

$$2,34 \longrightarrow K_{\alpha}(2,34)$$

$$3,12 \longrightarrow K_{\alpha}(3,12)$$

$$3,51 \longrightarrow K_{\alpha}(3,51)$$

$$K_{\alpha}(3,12) = K_{\alpha}(2,34) + 0,667[(K_{\alpha}(3,51) - K_{\alpha}(2,34))]$$

Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P 04	-0,2586983	-0,0687954	0,1468085	0,4238523	0,7968487	1,2789204	1,8308024	2,3492079	2,7843475

Tableau.6.9: valeurs de k_{α} pour la poutre 08

3.3.3 La poutre 07 :

$$\frac{b}{4} < y < \frac{b}{2} \Rightarrow y = 2.08 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/4	-0,0162	0,3096	0,6527	1,0129	1,3468	1,5337	1,4382	1,0086	0,9335
b/2	-0,1954	0,0554	0,3299	0,6527	1,0329	1,4382	1,7593	1,8665	1,8889

$$1,17 \longrightarrow K_{\alpha}(1,17)$$

$$2,08 \longrightarrow K_{\alpha}(2,08)$$

$$2,34 \longrightarrow K_{\alpha}(2,34)$$

$$K_{\alpha}(2,08) = K_{\alpha}(1,17) + 0.778[(K_{\alpha}(2,34) - K_{\alpha}(1,17))]$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P 03	-0,1556176	0,1118324	0,4015616	0,7326644	1,1025858	1,459401	1,6880158	1,6760462	1,6768012

Tableau.6.10: valeurs de k_{α} pour la poutre 07

3.3.4 La poutre 06 :

$$0 < y < \frac{b}{4} \Rightarrow y = 1,04 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3280	0,6790	1,0329	1,3468	1,4975	1,3468	1,0329	0,6790	0,3280
b/4	-0,0162	0,3096	0,6527	1,0129	1,3468	1,5337	1,4382	1,0086	0,9335

$$0 \longrightarrow K_{\alpha}(0)$$

$$1,04 \longrightarrow K_{\alpha}(1,04)$$

$$1,17 \longrightarrow K_{\alpha}(1,17)$$

$$K_{\alpha}(1,04) = K_{\alpha}(0) + 0.889[(K_{\alpha}(1,17) - K_{\alpha}(0))]$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P 02	0,0220062	0,3506034	0,6949022	1,0499629	1,3635277	1,5129541	1,3932117	0,9720144	0,8662895

Tableau.6.11: valeurs de $k\alpha$ pour la poutre 06

3.3.5 La poutre 05 :

Y=0

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P 01	0,3280	0,6790	1,0329	1,3468	1,4975	1,3468	1,0329	0,6790	0,3280

Tableau.6.12: valeurs de $k\alpha$ pour la poutre 05

Les moments fléchissant pour chaque poutre sont donnés dans les tableaux suivants :

3.3.6 À 0.25L

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre5		Poutre 6		Poutre7	
			$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{R\acute{e}el}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{R\acute{e}el}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{R\acute{e}el}$
A(l)	2Voies	45,502	1,2240	55,694	1,1752	53,474	1,0667	48,537
Bc	2Files	42,690	1,2612	53,841	1,2436	53,089	1,1906	50,827
Bt	2Tand	32,960	1,2088	39,842	1,1601	38,237	1,0620	35,004
Mc₁₂₀		58,476	1,2181	71,230	1,2193	71,300	1,1587	67,756
trottoir	Un tro	1,621	0,5908	0,956	0,9713	1,5745	1,6773	2,719
	Deux tro	3,241	0,5908	1,915	0,6202	1,991	0,8877	2,877

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre8		Poutre9	
			$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{Réel}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{Réel}$
A(l)	2Voies	45,502	0,9171	41,730	0,7258	33,025
Bc	2Files	42,690	1,0761	45,939	0,8351	35,64 6
Bt	2Tand	32,960	0,9148	30,152	0,8645	28,494
Mc_{120}		58,476	1,0317	60,329	0,8715	50,962
trottoir	Un tro	1,621	2,4521	3,975	3,2588	5,281
	Deux tro	3,241	1,2468	4,041	1,6972	5,500

Tableau.6.13: valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.25L$

3.3.7 À 0.5L

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre5		Poutre 6		Poutre7	
			$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{Réel}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{Réel}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{Réel}$
A(l)	2Voies	60,686	1,2240	74,280	1,1752	71,318	1,0667	64,734
Bc	2Files	53,518	1,2612	67,497	1,2436	66,555	1,1906	63,719
Bt	2Tand	43,542	1,2088	52,634	1,1601	51,513	1,0620	46,242
Mc_{120}		78,003	1,2181	95,015	1,2193	95,109	1,1587	90,382
trottoir	Un tro	2,162	0,5908	1,277	0,9713	2,100	1,6773	3,636
	Deux tro	4,323	0,5908	2,613	0,6202	2,681	0,8877	3,838

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre8		Poutre9	
			$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{R\acute{e}el}$	$K_{\alpha_{moy}}$	$M_{R\acute{e}el}$
A(I)	2Voies	60,686	0,9171	55,655	0,7258	44,046
Bc	2Files	53,518	1,0761	57,591	0,8351	44,693
Bt	2Tand	43,542	0,9148	39,832	0,8645	37,642
Mc ₁₂₀		78,003	1,0317	80,476	0,8715	67,980
trottoir	Un tro	2,162	2,4521	5,301	3,2588	7,046
	Deux tro	4,323	1,2468	5,390	1,6972	7,337

Tableau.6.14: valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.5L$

➤ Les valeurs des moments sous l'effet des charges permanentes total dans chaque poutre :

Position	Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre8		Poutre9	
	0,25L	0,50L	0,25	0,50L	0,25L	0,50L	0,25L	0,50L	0,25L	0,50L
M (t.m)	102,974	137,300	102,974	137,300	102,974	137,300	117,630	156,840	161,725	215,634

Tableau.6.15: valeurs des moments sous les charges permanentes

3.4 Moments combiné dans chaque poutre :

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G+1,6[\text{Max}(A,B)+\text{tr}]$	$G+1,2[\text{Max}(A,B)+\text{tr}]$
II	$1,35G+1,35\text{Max}[\text{Mc}_{120},\text{D}_{240}]$	$G+\text{Max}[\text{Mc}_{120},\text{D}_{240}]$

➤ Tableaux des moments fléchissant longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après la combinaison :

ELU :

	1.35G+1.6 (tr+A(L))		1.35G+1.6 (tr+Bc)		1.35G+1.6 (tr+Bt)		1.35 (G+Mc120)	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
Poutre 5	231,189	307,264	228,225	297,528	205,826	273,748	235,175	313,623
Poutre6	227,759	303,751	227,143	296,130	203,380	271,495	235,270	313,749
Poutre 7	221,277	295,068	224,941	293,444	199,625	265,480	230,486	307,368
Poutre 8	232,034	309,405	238,769	312,502	213,509	284,088	240,245	320,375
Poutre 9	279,969	373,317	284,162	374,353	272,719	363,071	287,127	382,878

Tableau.6.16 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges à l'ELU.

ELS :

	G+1.2 (tr+A(L))		G+1.2 (tr+Bc)		G+1.2 (tr+Bt)		G+Mc120	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
Poutre 5	172,105	229,570	169,881	221,430	153,082	203,594	174,204	232,313
Poutre6	169,532	226,097	169,070	220,381	185,229	201,905	174,274	232,407
Poutre 7	164,671	219,584	167,419	218,366	148,431	197,394	170,730	227,680
Poutre 8	172,555	230,093	177,606	232,416	158,662	211,105	177,959	237,315
Poutre 9	207,955	277,293	211,100	278,069	202,518	269,608	212,687	283,613

Tableau.6.17 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges à l'ELS

D'après les tableaux ci-dessus nous concluons que la poutre de rive (poutre 09) est la plus sollicitée.

A decorative scroll frame with a light gray border and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right sides have small, stylized scroll-like details at the corners.

Chapitre 7

Modélisation du tablier

1 Introduction

La modélisation de l'ouvrage est la partie la plus prépondérante dans l'étude d'une structure.

Puisque l'inertie est variable le long de notre poutre, nous choisissons la méthode des éléments finis' qui nous donne une bonne approche du problème et une idée plus précise du comportement réel de l'ouvrage.

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud.

2 Présentation logiciel

Autodesk ROBOT structural analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel d'analyse Autodesk ROBOT a fin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du la structure.

Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

ROBOT millénium permet de définir des charges roulantes, c'est-à-dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de force quelconque (force concentrées, charge linéaire

et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de force de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charge statique (un cas de charge pour chaque position du convoi).

3 Modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 02 travées identique, on étudiera la travée à poutre en BP (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 09 poutres de longueur de 27 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section variantes, elles sont appuyées sur des appuis simples d'un côté et de l'autre côté des appuis doubles, la dalle est considérée comme un élément de panneau.

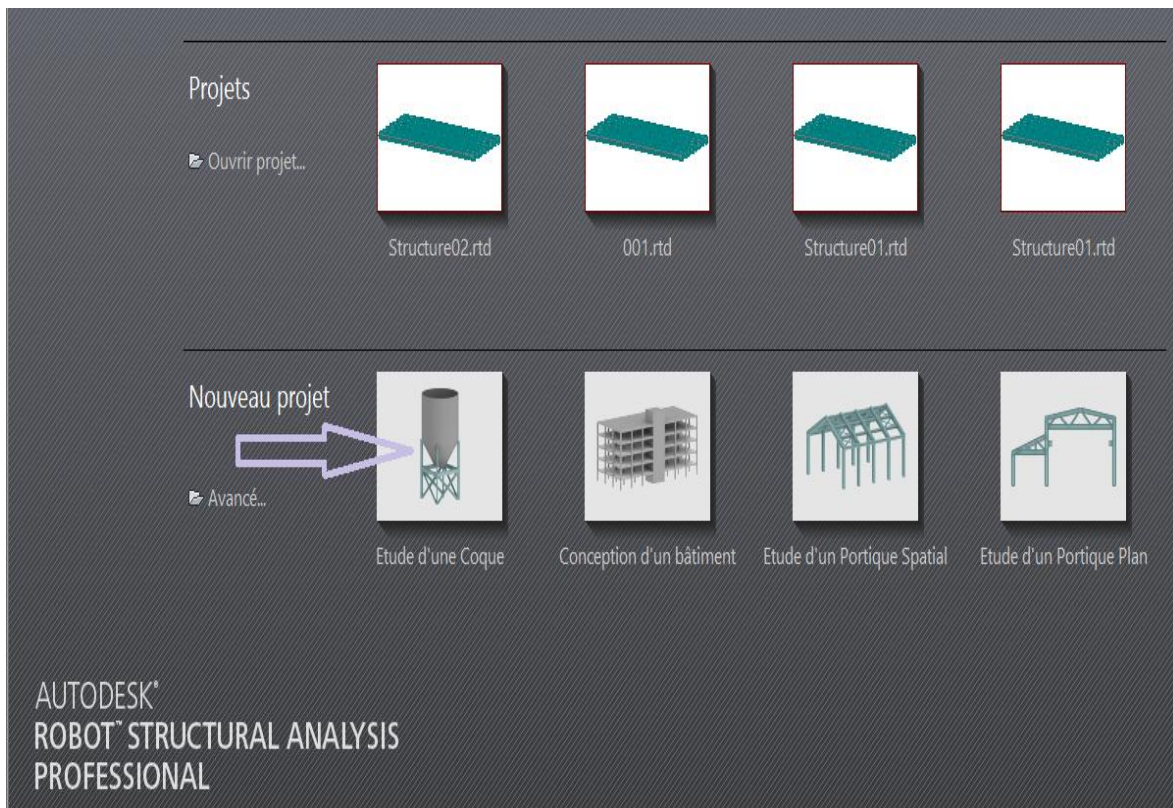
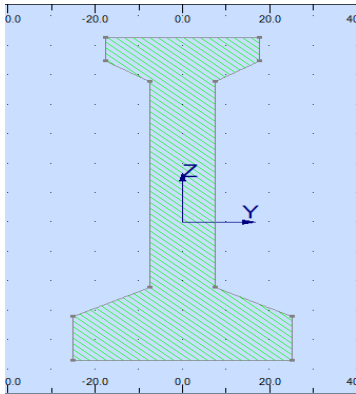
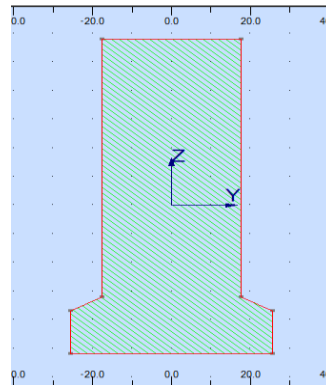


Figure.7.1 : Choix du model.

3.1. Modélisation de la poutre



Section médiane



Section d'about

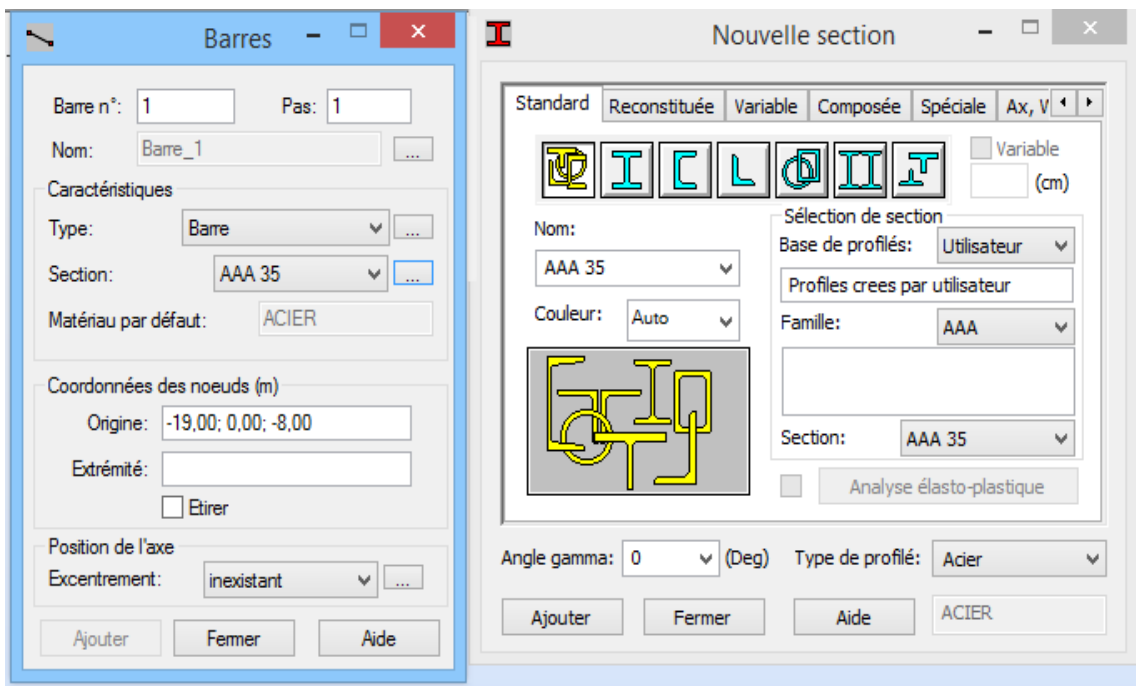


Figure.7.2 : Modélisation de la poutre.

3.2. Modélisation de la dalle

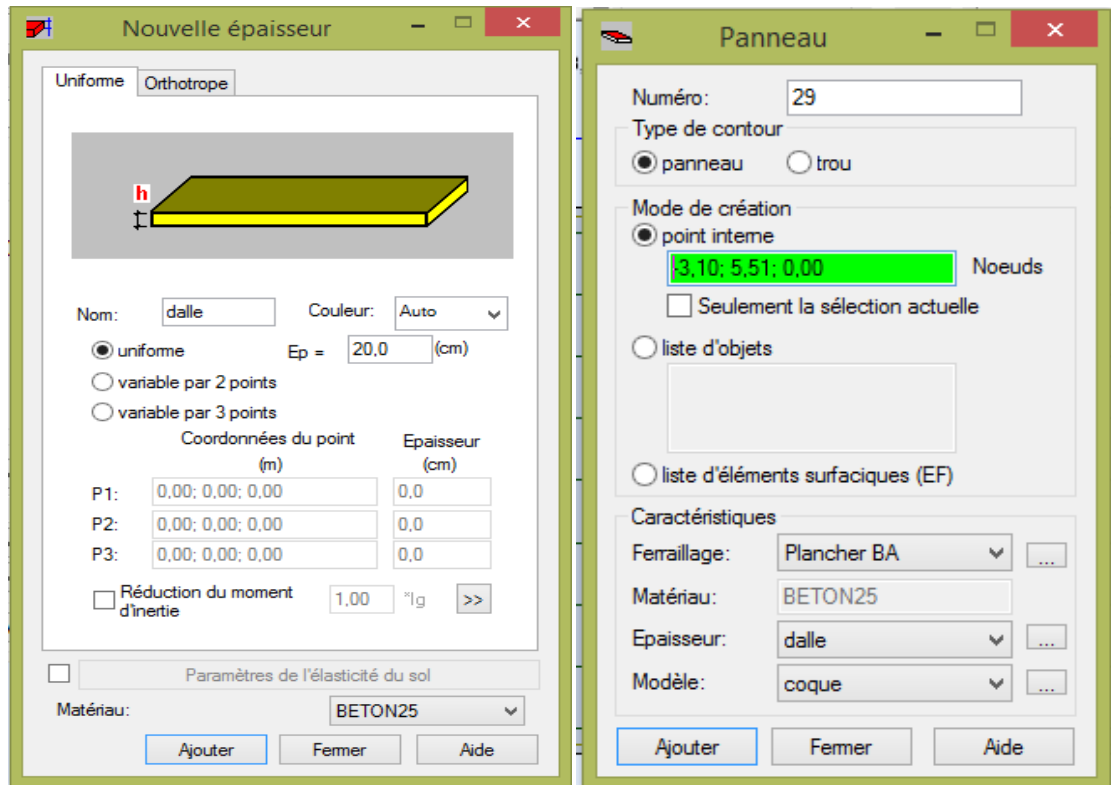


Figure.7.3 : Modélisation de la dalle.

3.3. Définition de différents cas de charge

3.3.1. Charges permanentes :

Charge	Valeur
<i>Corniches</i>	<i>0.415 T/m</i>
<i>Gardes corps</i>	<i>0,1 T/ml</i>
<i>revêtement</i>	<i>0,19 T/m²</i>
<i>Poids de trottoir</i>	<i>0,633 T/m²</i>

Tableau7.1: Charges permanentes

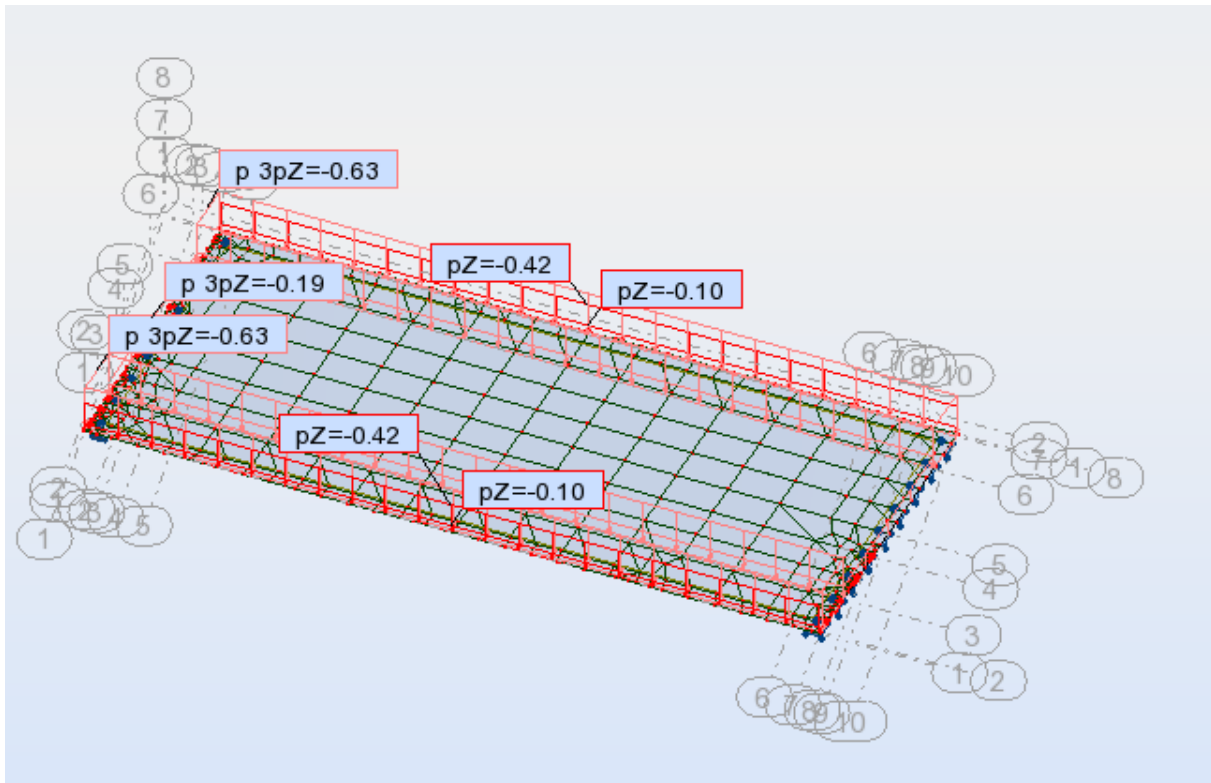


Figure.7.4 : charge permanentes

3.3.2. Système de charge A(L) 02 voies chargées

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26.3 + 12} = 1169,94 \text{ kg/m}^2$$

$$1,170 \times a_1 \times a_2 = 1,17 \times 1 \times 0,9 = 1,053$$

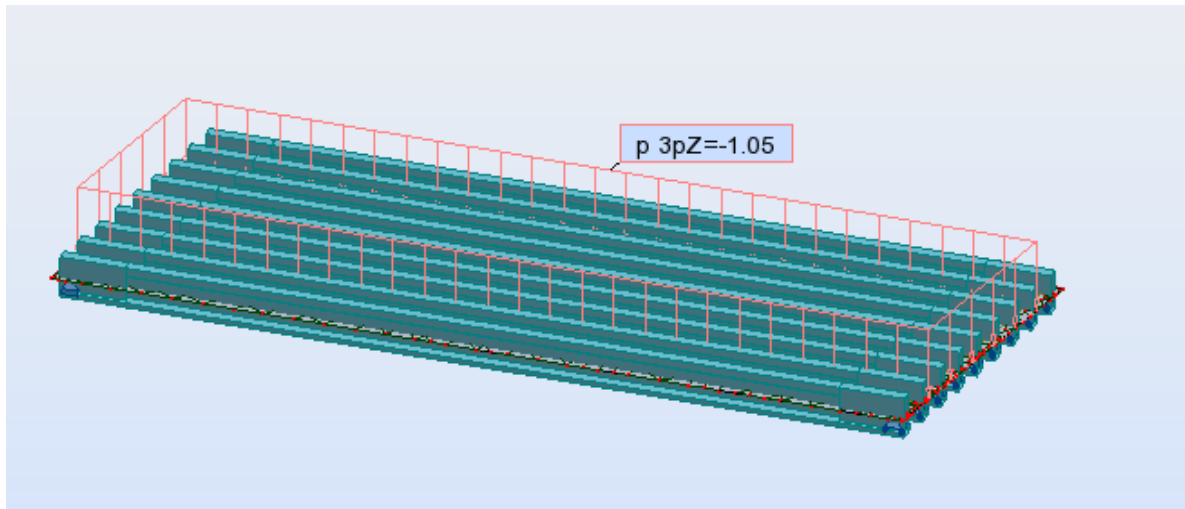


Figure.7.5 : Système de charge A (L) 02 VC.

3.3.3. Surcharge sur trottoirs

$$Q = 0,15 \text{ t/m}^2$$

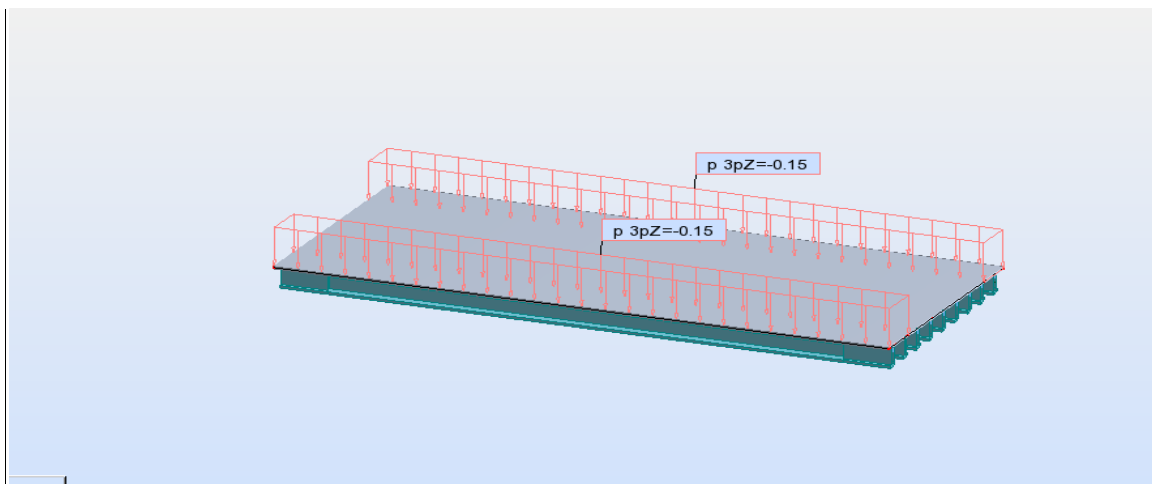


Figure.7.6 : Surcharge sur trottoirs.

3.3.4. Sous système Bc 02 voies chargées

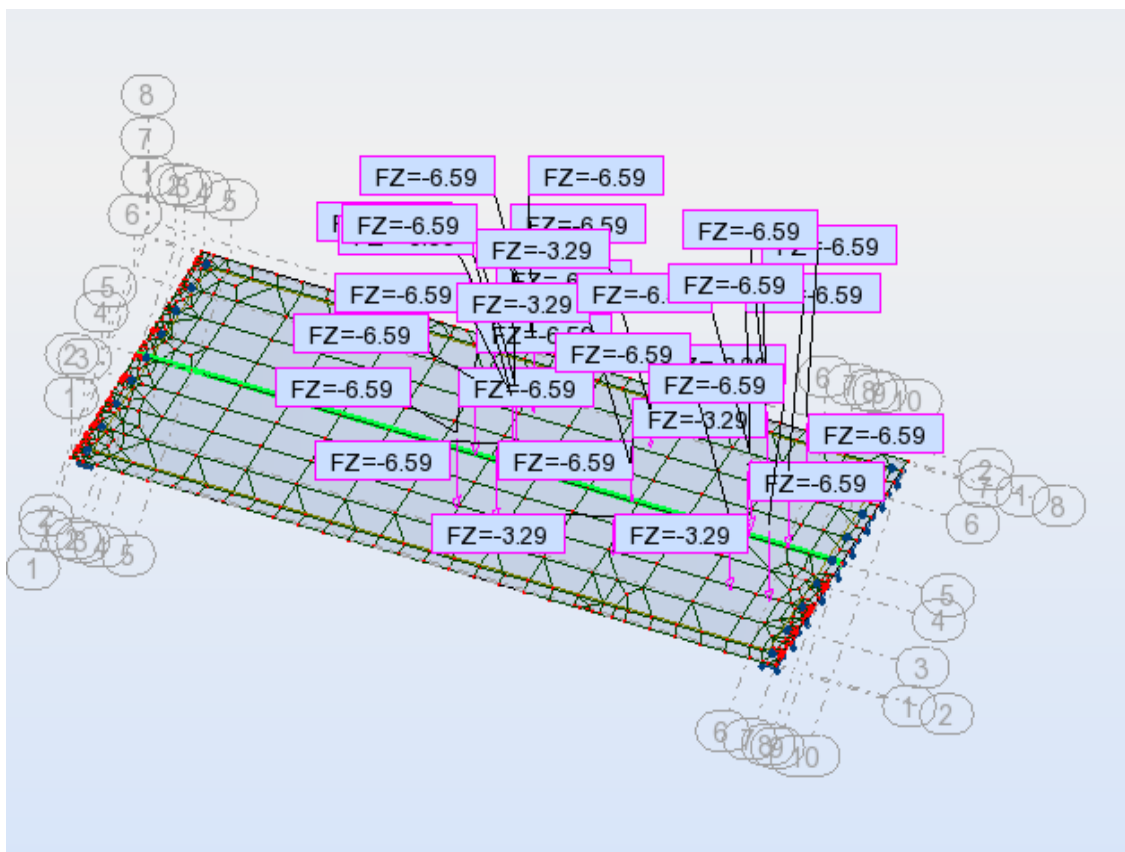
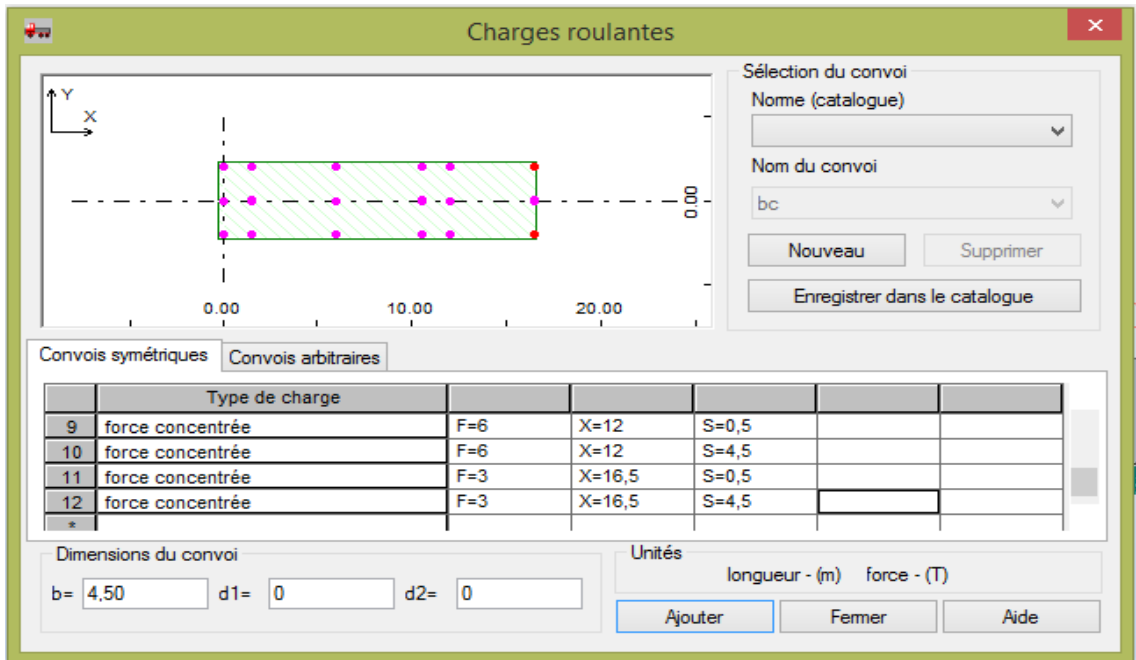


Figure.7.7 : Sous système Bc 02 VC.

3.3.5. Sous système Bt 02 voies chargées

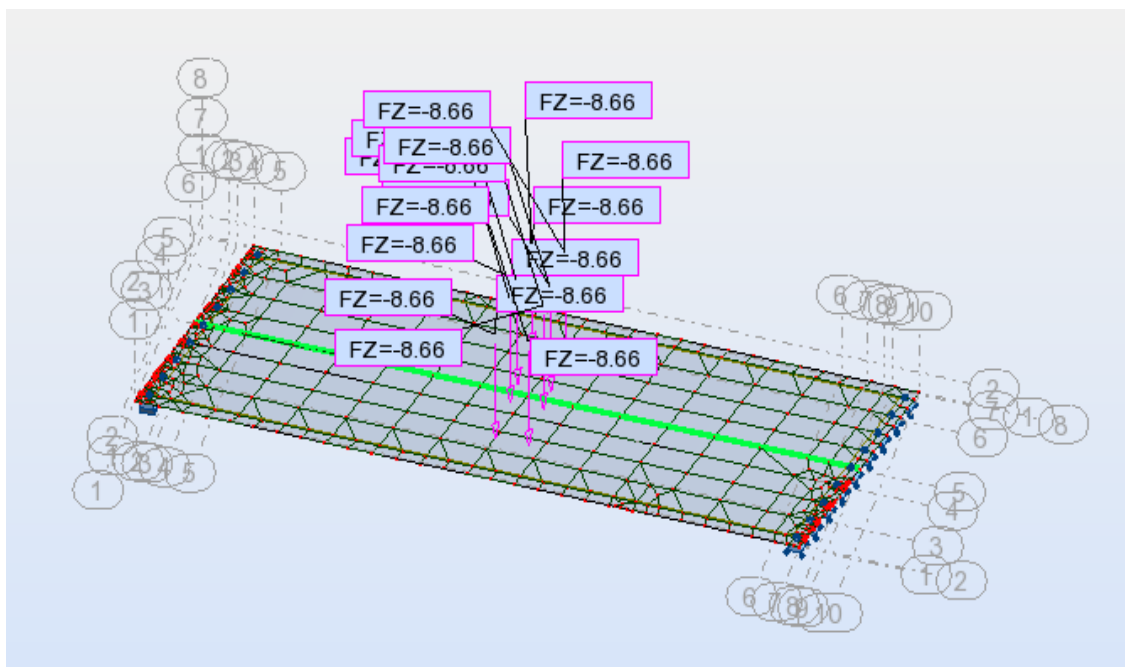
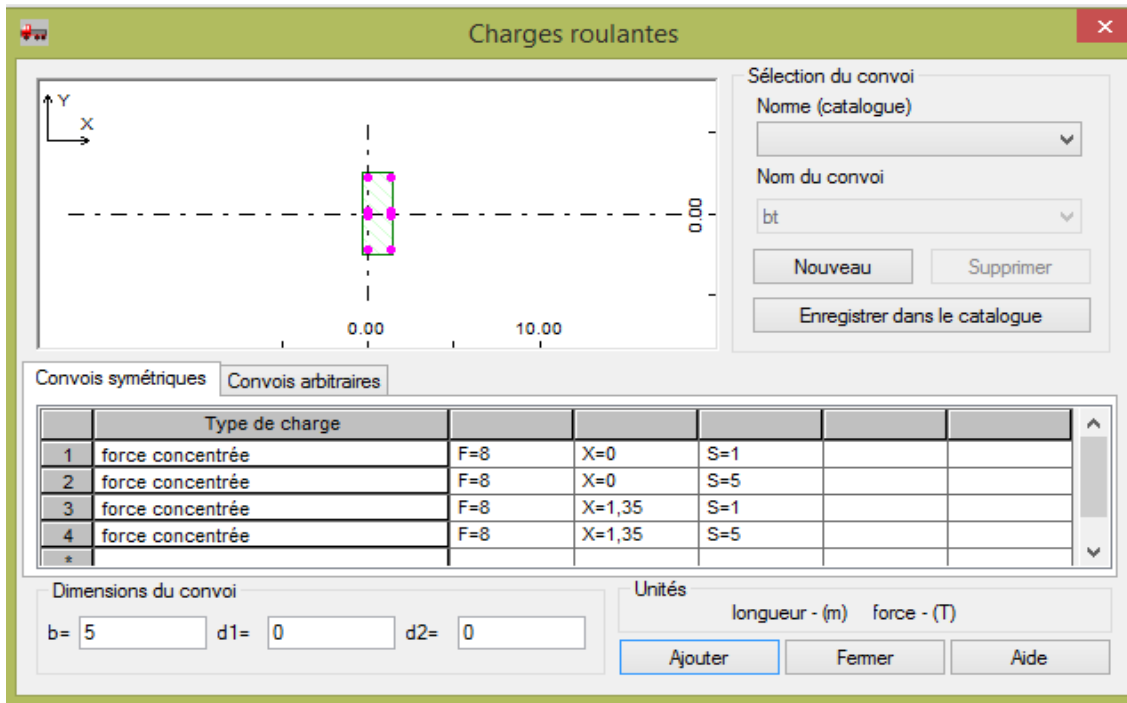


Figure.7.8 : Sous système Bt 02 VC.

3.3.6. Système militaire Mc120

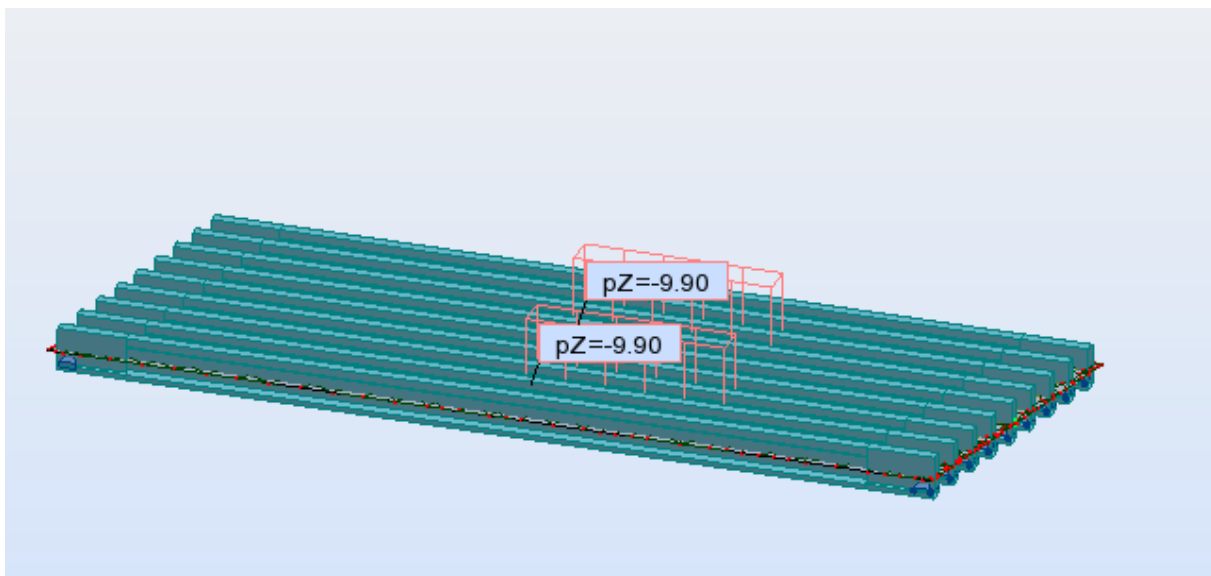
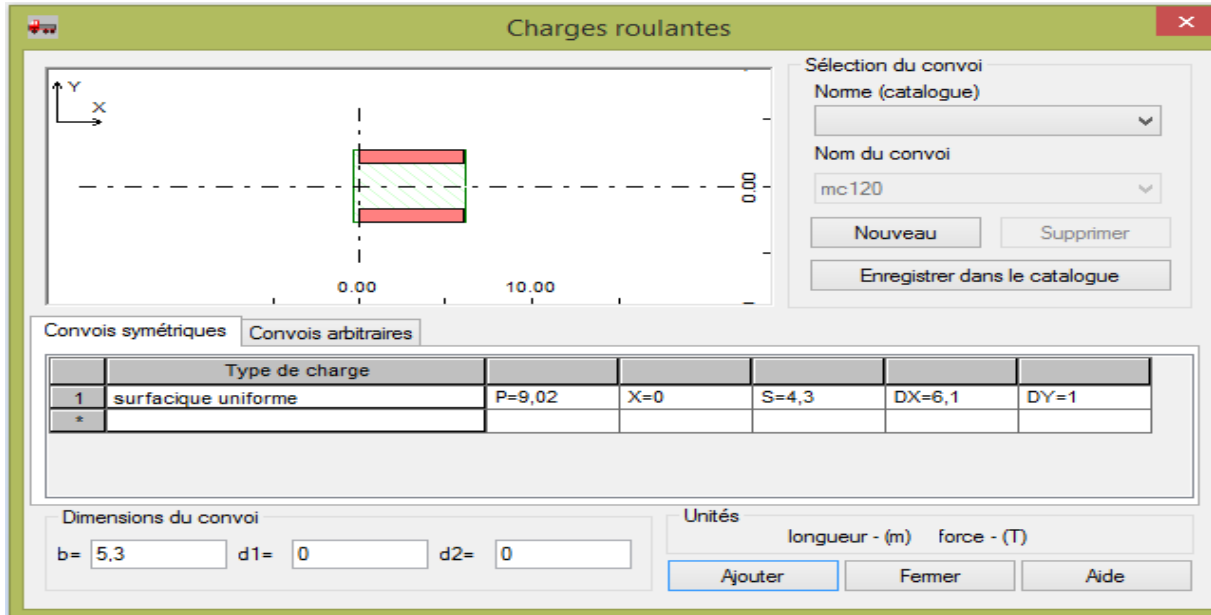


Figure.7.9 : Système militaire Mc120.

3.4. Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BAEL.

3.4.1. Les combinaisons d'action

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$
II	$1,35G + 1,35Mc120$	$G + Mc120$

Tableau.7.2 : Les combinaisons d'action.

3.4.2. Les valeurs extrêmes du moment

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0,25 L	0,5 L
Poutres n°9	ELU : $1, 35G + 1, 35Mc120$	311,39	362,41
	ELS : $G + Mc120$	230,66	268,45

Tableau.7.3: les valeurs extrêmes du moment

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONET		ROBOT	
		0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
Poutre : 09	$1,35G+1,35Mc120$	287,127	382,878	311,39	362,41
	$G+Mc120$	212,687	283,613	230,66	268,45

Tableau.7.4: comparaison entre les moments

3.5. Discussion des résultats

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel *ROBOT*, indique qu'il y'a une légère différence entre les deux méthodes. Ce qui nous permet d'utiliser le logiciel pour la modélisation.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like the edge of a rolled-up document. The text is centered within this scroll.

Chapitre 8

Etude de la précontrainte

1 Introduction

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

1.1. Principe de la Précontrainte

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

1.2. Modes de précontrainte

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension ;
- Précontrainte par post tension.

1.2.1. Précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coulage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

1.2.2. Précontrainte par post-tension

A l'opposé, la précontrainte par poste tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour «s'appuyer» lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents ;
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastique, tubes métallique).

1.3. Choix du procédé

La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisée, en effet elle consomme environ 80% en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre annuellement la post-tension seulement 20%.

Note : dans notre projet nous choisissons la précontrainte par pré tension.

2 Dimensionnement de la précontrainte

2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre:

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (La poutre 9).

Section	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	C'=I /B.V(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	3270	6420924,33	67,36	62,64	29,15	46	130
Poutre + dalle	5190	13724541,07	58,74	91,26	45,02	49	150

Tableau.8.1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C': centre de pression.

L'enrobage: $d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$ on adopte $d = 6,5 \text{ cm}$

2.2. L'effort de précontraint minimum

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$

Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,7 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4,76 + 0,83 \times j}$$

➤ **En exploitation :**

$$\bar{\sigma}_M = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

- Hors de la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$
- Dans la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$$

➤ **En construction (à 14 jours) :**

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 17,949 \text{ MPa}$$

- Hors de la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5 f_{t14} = -1,5(0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -3,592 \text{ MPa}$$
- Dans la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = -2,39$$

L'effort de précontrainte minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est:

$$P_{\min} = \sup(P_1; P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}) + M_{\max}}{C' + V' - d} \end{cases} \text{ Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\max} = 283,613 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 215,634 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \Delta M = 67,98 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} P_1 = -47,640 \text{ t} \\ P_2 = 187,246 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors: } P_{\min} = \text{Max}(-47,640; 187,246) = 187,246 \text{ t}$$

2.3. Calcul du nombre des câbles

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0,70 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,70} = \frac{187,246}{0,70} = 267,494t$$

$$P_0 = 267,494 t$$

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble**

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles T 12,4 les torons de classe II à très basse relaxation (TBR).

- ✚ Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$;
- ✚ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$;
- ✚ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- ✚ Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- ✚ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- ✚ Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$;
- ✚ Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$;
- ✚ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

➤ **La force de la précontrainte par câble**

$$\sigma_{p0} = \min\{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{267,494 \times 10^4}{93 \times 1560,85} = 18,427 \Rightarrow n \geq 20$$

On adopte en 1^{ère} temps **20T12.4**, et après calcul des pertes et les vérifications exactes, on a trouvé des conditions qui ne sont pas vérifiées une nouvelle adaptation :

On prend : **25 T12.4**.

Soit 25 torons T 12,4 :

$$P = 25 \times (93 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 362,898 t$$

$$P = 362,898t$$

2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

2.4.1. En construction (section sans hourdis)

Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,39 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17,949 \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,585 \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,39 \end{cases}$$

Avec $K_1 = 0,9$

✚ En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) >? \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 75,22 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(62,64 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -56,14 \text{ cm}.$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1,36 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{ts} = -3,585 \text{ MPA} \dots (\text{CV}).$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 6,839 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{ci} = 17,949 \text{ MPA} (\text{CV}).$$

2.4.2. En exploitation (section avec hourdis)

Avec $K_1 = 0,7$

✚ En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = k \cdot \frac{p_0}{B} + \frac{M_{max} \cdot V}{I} - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{max} = 283,613 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(91,26 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -82,11 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} V}{I} + K_1 P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 8,11 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_c = 24 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = k \cdot \frac{P_0}{B} + V \cdot \left[\frac{M_g}{I} + \frac{M_q}{I} \right] - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V >? \bar{\sigma}_m.$$

$$\sigma_{inf} = 1,18 \text{ MPA} > -2,39 \text{ MPA} \dots C.V$$

2.5. Emplacement des torons

Le **BPEL** indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivant :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à 3d
 $D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1,25 = 3,75 \text{ cm}$, on prend $D = 4,5 \text{ cm}$
- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieure à : $D' \geq 2,5 \cdot d = 2,5 \times 1,25 = 3,125 \text{ cm}$, on prend $D' = 6,5 \text{ cm}$.

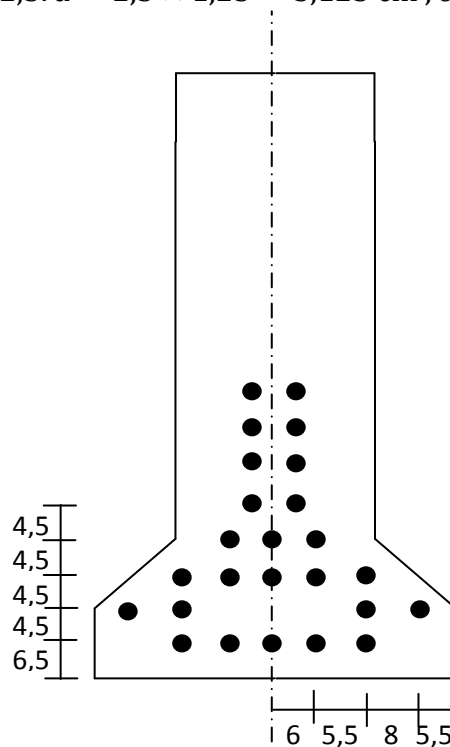


Figure.8.1: Disposition des torons (section d'about).

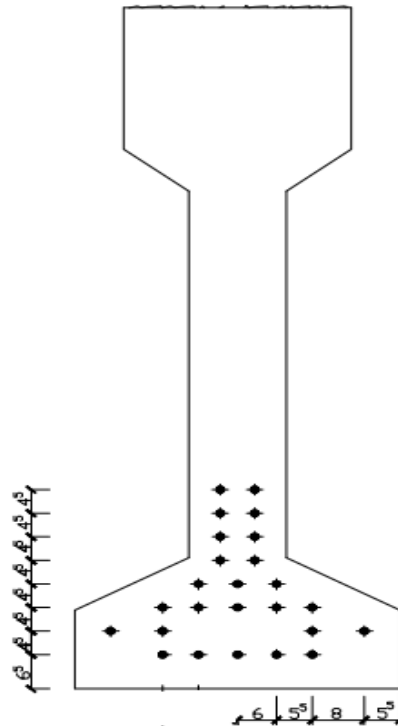


Figure.8.2: Disposition des torons (section intermédiaire).

2.6. Caractéristiques des sections (intermédiaire et d’about)

2.6.1. Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis

Nombre des câbles	5	4	5	3	2	2	2	2	25
Distance/R base (cm)	5 × 6,5	4 × 11	5 × 15,5	3×20	2×24,5	2× 29	2 × 33,5	2× 38	464

➤ Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis

$$V' = \frac{\sum(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{464 A_i}{25 \cdot A_i} = 18,56 \text{ cm}$$

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	45499,049
V (cm)	111,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2590,98

- Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis

B (cm²)	3246,75
I_G (cm⁴)	6375425,181
V (cm)	67,044
V' (cm)	62,956
r² (cm²)	44,31
ρ%	46
S(Δ) (cm³)	204401

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ nette(cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	3270	6420924,230	67,360	62,640	220267,5	46	130
Câbles	23,25	45499,048	111,44	18,560	2590,98	/	/
Nette	3246,75	6375425,181	67,044	62,956	217676,52	44,74	130
Homogène	3369,51	6615660,154	68,662	61,338	231356,894	46,61	130

Tableau.8.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis.

Avec :

$$S_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{vj}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000^3 \sqrt{f_{c28}}} = 5,28$$

$$B_h = 3246,75 + (23,25 \times 5,28) = 3369,51 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gh} = 6375425,181 + 45499,048 \times 5,28 = 6615660,154 \text{ cm}^4$$

$$S/\Delta_h = 217676,52 + 2590,98 \times 5,28 = 231356,894 \text{ cm}^3$$

2.6.2. Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis

- Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	128413,646
V (cm)	131,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	3055,98

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	5190	13724541,07	58,74	91,26	304867,5	49,61	150
Câbles	23,25	128413,646	131,44	18,56	3055,98	/	/
Nette	5166,75	13601109,63	58,414	91,586	301811,52	50,54	150
Homogène	5289,51	14279133,68	60,109	89,891	317947,094	49,96	150

Tableau.8.3: Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène avec hourdis.

2.6.3. Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

- Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	44052,128
V (cm)	111,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2590,98

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	4807,25	7188384,79	68,98	61,98	326975,03	35,46	130
Câbles	23,25	44052,128	111,44	18,56	2590,98	/	/
Nette	4784	7144332,623	67,806	62,194	324384,1	35,41	130
Homogène	4906,76	7376927,859	68,898	61,102	338064,4744	35,71	130

Tableau.8.4: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis.

2.6.4. Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis

- Caractéristique des câbles de la section d'about avec hourdis

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	100674,269
V (cm)	131,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	3055,98

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	6727,25	15603405,47	65,75	84,25	442320,03	41,87	150
Câbles	23,25	100674,269	131,44	18,56	3055,98	/	/
Nette	6704	15502731,2	65,52	84,48	439264,1	41,78	150
Homogène	6826,76	16034291,3	66,708	83,292	455399,674	42,27	150

Tableau.8.5: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.

Caractéristiques des sections

1- section a mi travée

- ✚ Tous les torons sont actifs.

$$A_p = 23,25 \text{ cm}^2$$

- ✚ Avec l'emplacement des torons, il y a une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_{p0} = v_{\text{cable}} - v_{\text{homogène}}$$

- ✚ Pour la section sans hourdis

$$e_{p0} = 42,778 \text{ cm.}$$

- ✚ Pour la section avec hourdis

$$e_{p0} = 71,331 \text{ cm.}$$

2-section d'about

- ✚ Dix torons sont actifs

$$A_p = 9,3 \text{ cm}^2.$$

- ✚ Pour la section sans hourdis

$$e_{p0} = 42,542 \text{ cm.}$$

- ✚ pour la section avec hourdis

$$e_{p0} = 64,732 \text{ cm.}$$

Le noyau central

Le noyau central est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans qu'il est de traction dans la section considérée.

$$C' \leq e_c \leq C \quad \text{Avec :}$$

$$C' = \frac{I}{B \cdot V} = \frac{6420924,30}{3270 \times 67,360} = 29,151 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{I}{B \cdot V'} = \frac{6420924,30}{3270 \times 62,64} = 31,347 \text{ cm.}$$

Le noyau limite

C'est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contraintes limite, σ_m , σ_M , soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} + \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[\frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{+2,39 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ - \left[\frac{17,949 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{17,949 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ \left[\frac{-2,39 \times 6420924,30}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} -22,87 \text{ cm} \\ -19,35 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} 18,00 \\ 24,60 \end{array} \right)$$

$$(-22,87) \leq e_c \leq (18,00)$$

3 Pertes de la précontrainte

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. On doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- pertes instantanées
- pertes différés

a. Les pertes instantanées

- ✚ Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$;
- ✚ Par thermique (l'effet de température) ;
- ✚ Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$;
- ✚ Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

b. Les pertes différées

- ✚ Par retrait $\Delta\sigma_r$;
- ✚ du fluage $\Delta\sigma_f$;
- ✚ à la relaxation $\Delta\sigma_\xi$.

3.1. Calcul des pertes

3.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$

a. Les pertes instantanées

a.1. Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{P0} = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,6085 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\%$$

a.2. les pertes thermiques

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée a la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_p \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{\max} - \theta_0) \cdot (1 - \lambda) .$$

α_b : coefficient de la dilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

θ_{\max} : la températures de l'acier lors de la mise en tension.

$$\theta_{\max} = 75^\circ .$$

$$\theta_0 = 22^\circ .$$

λ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,756 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97\% .$$

a.3. pertes par glissement d'ancrage sur le banc de prétention

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la prétention, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuelle de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présenté sans s'atténue sur toute la longueur du fil. $\Delta\sigma_g = E_p \cdot g/L$.

g : glissement sur banc, on fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé.

$$g = 1 \text{ mm ;}$$

E_p = module de young pour les torons T12,4 ;

$$E_p = 190000 \text{ MPA ;}$$

L = longueur totale du fil(banc de la prétention) ;

$$L = 100 \text{ m.}$$

$$\Delta\sigma_g = \frac{190000 \times 1}{100000} = 1,9 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12\%.$$

a.4. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre f_{c28} avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre De la poutre.

$$\sigma_{bj} = \frac{-75,22 \times 42,778}{6615660,15} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,09 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{42,778^2}{1963,40} \right) \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -4,86 + 19,12 = 14,25 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 14,26 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,958 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,246 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \cdot \left(\frac{14,26}{34147,246} \right) = 79,345 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 79,345 \text{ MPA.} \quad \Delta\sigma_{\text{rac}} = 5,08\%.$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	79,345	205,610
%	1	6,97	0,12	5,08	13,17

Tableau.8.6: Les pertes instantanées à X=0,5L.

b. les pertes différées

b.1. Pertes dues aux retrais du béton

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

t: âge du béton lors de la mise en tension.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

t: jours, r_m (cm)

$$B = 3270\text{cm}^2$$

$$p = 344,92\text{cm}$$

$$r_m = 9,48 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0072.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0072} = 0,874.$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,034 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,034 \cdot 10^{-4} = 1,778 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = 1,778 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 00.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 9,48} = 0,330.$$

$$r(t) = 0,330.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,778 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,330) = 22,634 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,634 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,45 \text{ \% .}$$

b.2. Pertes par fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fl_i} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fl_i}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

ε_{ic1} : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ_i .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- ✓ Préfabrication des poutres ;
- ✓ Stockage provisoire avant la mise en œuvre ;
- ✓ mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle ;
- ✓ Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec } \sigma_i < 0,5 f_{c28} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2.$$

b.2.1. Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 75,22 \text{ tm.}$$

On prévoit un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t: Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,256 .$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)].$$

$k_S = 0,874$ qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4 .$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}.$$

ρ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,48} = 2,345.$$

$$k_C = 2,345.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1 .$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,874 \times (0,4 + 2,345 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,399.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPA.}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p .$$

$$P = (1560,85 - 228,244) \times 25 \times 0,93 = 309,83 \text{ t.}$$

$$P = 309,83.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{309,83}{3369,15} \cdot 100 - \frac{75,22 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4 + \frac{309,83 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100$$

$$= 9,196 - 4,864 + 8,570 = 12,902 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 12,902 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,902}{35981,729} = 3,586 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,586 \cdot 10^{-4} \times 2,399 \times 0,256 = 2,202 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,202 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,202 \cdot 10^{-4} = 41,838 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{41,838 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,68 \text{ \%}.$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant $M_{cp} = 75,22 \text{ t. m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{t_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,338$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,338 - 0,256 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,082$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 269,036) \times 25 \times 0,93 = 300,347t$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{300,347}{3369,51} \cdot 100 + \frac{300,347 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100 - \frac{75,22 \times 42,877}{6615660,15} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,914 + 8,307 - 4,875 = 12,346$$

$$\sigma_i = 12,346 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,346}{35981,729} = 3,43 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 3,43 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 3,43 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,399 = 12,82 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{12,82 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,82 \%$$

b.2.3. Etude de réalisation et service

Le moment agissant $M_M = 283,613 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,338 = 0,662$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,662$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 282,902) \times 25 \times 0,93 = 297,123t$$

$$\sigma_i = \frac{297,123}{5289,51} \cdot 100 + \frac{297,123 \times 71,331^2}{14279133,68} \cdot 100 - \frac{283,613 \times 71,331}{14279133,68} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 5,617 + 10,587 - 14,168 = 2,037$$

$$\sigma_i = 2,037 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 2,037 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{2,037}{35981,729} = 0,566 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 0,566 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 0,566 \cdot 10^{-4} \times 2,399 \times 0,662 = 17,079$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{17,079 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,09\%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 41,838 + 12,81 + 17,079 = \mathbf{71,727 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 4,60\%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1355,24 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \quad \text{pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1355,24}{1860} - 0,43 \right) \times 1355,24 \times 2,5 = 60,706 \text{MPA}$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 50,588 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,24 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,634	71,727	50,588	144,949
%	1,45	4,60	3,24	9,29

Tableau.8.7: des pertes différées à X=0,5L.

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	205,610	144,949	350,398
%	13,17	9,28	22,45

Tableau.8.8: Les pertes totales à X=0,5L.

3.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00 L)

a. Les pertes instantanées :

Se sont les pertes par frottement, par effet thermique est par glissement d'encrage sont les mêmes

(15, 6085 MPA ; 108, 756 MPA ; 1,9 MPA).

a.1. perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{\text{ij}}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{(\sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{pi}})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$M_g = 0$ (Sur appuis).

σ_{pi} : Contrainte de 10 câbles.

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{(1560,85 - 8,09 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{4906,76} \cdot \left(1 + \frac{42,542^2}{1494,59} \right) \cdot 9,3$$

$$\sigma_{\text{bj}} = 6,012 \text{ MPA}$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre De la poutre.

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = 6,012 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,958 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,246 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{\text{ij}}} \right) = 190000 \cdot \left(\frac{6,012}{34147,246} \right) = 33,452 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 33,452 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 2,14\%$$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	33,452	159,717
%	1	6,97	0,12	2,14	10,23

Tableau.8.9: Les pertes instantanées totales à $x=0,00L$.

b. les pertes différées**b .1. Pertes dues aux retrais du béton**

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

t: jours, r_m (cm)

$$B = 4807,25 \text{ cm}^2$$

$$p = 353,7 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{p}$$

$$r_m = \frac{4807,25}{353,7} = 13,591 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$$S_s = \frac{23,25}{4807,25} = 0,0048$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0048} = \mathbf{0,912}$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = \mathbf{1,977 \cdot 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,912 \times 1,977 \cdot 10^{-4} = 1,803 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,803 \cdot 10^{-4}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 13,591} = 0,256$$

$$r(t) = 0,256$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,803 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,256) = 25,487 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_r = 25,487 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,63 \text{ \%}.$$

b.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{\text{fli}} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{\text{fli}}$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{fl}}(t) = \varepsilon_{\text{ic1}} K_{\text{fl}}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{\text{ic1}} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{\text{ic1}} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}}\right) - 0,5\right]^2 N$$

b.2.1 . Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est nul. (M=0).

On prévoioe un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13,591}}$$

$$f(t) = 0,223$$

$$k_{\text{fl}} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

k_S : 0,912 qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0,4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}.$$

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 13,591} = 2,26$$

$$k_C = 2,26.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,912 \times (0,4 + 2,26 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,426$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 185,204) \times 10 \times 0,93 = 127,935 \text{ t.}$$

$$P = 127,935 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{127,935}{4906,76} \cdot 100 + \frac{127,935 \times 42,542^2}{7376927,859} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 2,607 + 3,139 = 5,746 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 5,746 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,746}{35981,729} = 1,60 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1,60 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,223 = 0,866 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 0,866 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 0,866 \cdot 10^{-4} = 16,454 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{16,454 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,05 \%$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$M = 0$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{t_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{13,591}}$$

$$f(t) = 0,299$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,299 - 0,223 = 0,076$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,076$$

$$P = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 201,658) \times 10 \times 0,93 = 126,405t$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{126,405}{4906,76} \cdot 100 + \frac{126,405 \times 42,542^2}{7376927,859} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 2,576 + 3,101$$

$$\sigma_i = 5,677 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,677}{35981,729} = 1,578 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,578 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,578 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,076 = 5,528 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{5,528 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,35 \text{ \%}$$

b.2.3. Etude de réalisation et service

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,299 = 0,701.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,701.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 207,186) \times 10 \times 0,93 = 125,891t$$

$$\sigma_i = \frac{125,891}{6826,76} \cdot 100 + \frac{125,891 \times 64,732^2}{16034291,3} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 1,844 + 3,290 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 5,134 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 5,134 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5\text{MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,134}{35981,729} = 1,427 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,427 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,427 \cdot 10^{-4} \times 2,426 \times 0,701 = 46,109\text{MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{46,109\text{MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,95 \text{ \%}.$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 16,454 + 5,528 + 46,109 = 68,091 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 68,091 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 4,36 \text{ \%}.$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1400,229 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1401,133}{1860} - 0,43 \right) \times 1401,133 \times 2,5 = 67,947 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 4,35 \%$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 56,623 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,63 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	25,487	68,091	56,623	150,201
%	1,63	4,36	3,63	9,62

Tableau.8.10: Les pertes différées totales à X=0,00L.

➤ **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
MPA	159,717	150,201	309,837
%	10,23	9,62	19,85

Tableau.8.11: Les pertes totales à X=0,00L.

3.1.3. Calcul des pertes à L/4

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4}M\left(\frac{1}{2}\right)$$

a. Les pertes instantanées

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'encrage sont les même.

a.1. perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{ij}}\right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{\text{bj}} \leq 0,5 \cdot f_{c_j}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{f_{c_j}} - 0,5\right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{c_j} \leq \sigma_{\text{bj}} \leq 0,66 \cdot f_{c_j}. \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{-56,415 \times 42,778}{6615660,15} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,09 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{42,778^2}{1963,40}\right) \times 23,25$$

$$\sigma_{\text{bj}} = -3,648 + 19,125 = 15,477 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = 15,477 \text{ MPA}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$0,5 \cdot f_{c14} > \sigma_{\text{bj}} < 0,66 \cdot f_{c14} = 19,744 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,246 \text{ MPA}$$

$$K = 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{f_{c_j}} - 0,5\right)^2 = 4 \cdot \left(\frac{15,477}{29,915} - 0,5\right)^2 = 0,0012$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{ij}}\right) = 190000 \cdot \left(\frac{15,477}{34147,246}\right) \cdot (1 + 0,0012) = 86,220 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 86,220 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 5,52 \text{ \%}.$$

➤ **Totale des pertes instantanées**

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	86,220	212,485
%	1	6,97	0,12	5,52	13,61

Tableau.8.12: Les pertes instantanées totales à X=0,25L.

b . Les pertes différées

b.1. pertes dues aux retrais du béton

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$p = 344,92 \text{ cm}$$

$$r_m = 9,48 \text{ cm}$$

Calcule ε_r

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0072$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0072} = 0,874$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,03 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,03 \cdot 10^{-4} = 1,774 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,774 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K_s \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$$

$$t_i = 00$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 9,48} = 0,330$$

$$r(t) = 0,330$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,774 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,330) = 22,583 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 22,583 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,45 \%$$

b.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2$$

b.2.1. Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 56,415 \text{ t.m.}$$

On prévoio un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,256$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$k_S : 0.9$$

$$k_e = 0.4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

ρ : le valeure de taux d'hmidité.

Pour la zone de notre projet : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,48} = 2,345$$

$$k_C = 2,345$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,345 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,471$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 235,068) \times 25 \times 0,93 = 308,244 \text{ t.}$$

$$P = 308,244 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures sous la précontrainte et le poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{308,244}{3369,51} \cdot 100 - \frac{56,415 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4 + \frac{308,244 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 9,148 - 3,648 + 8,526 = 14,026 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 14,026 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{14,026}{35981,729} = 3,898 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,898 \cdot 10^{-4} \times 2,471 \times 0,256 = 2,466 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,466 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,446 \cdot 10^{-4} = 46,854 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{46,854 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,00\%$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant $M_{cp} = 161,725 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,48}}$$

$$f(t) = 0,338$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,338 - 0,256 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,082$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pci}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 281,922) \times 25 \times 0,93 = 297,351 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{297,351}{3369,51} \cdot 100 + \frac{297,351 \times 42,778^2}{6615660,15} \cdot 100 - \frac{161,725 \times 42,778}{6615660,15} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,825 + 8,225 - 10,457 = 6,592 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 6,592 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{6,592}{35981,729} = 1,83 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,83 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,83 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,471 = 7,045 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 7,045 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,45\%.$$

b.2.3. Etude de réalisation et service :

Le moment agissant $M_M = 212,710 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,338 = 0,662$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,662$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 288,967) \times 25 \times 0,93 = 295,713 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{295,713}{5289,51} \cdot 100 + \frac{295,713 \times 71,331^2}{14279133,68} \cdot 100 - \frac{212,710 \times 71,331}{14279133,68} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 5,591 + 10,537 - 10,626 = 5,502$$

$$\sigma_i = 5,502 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 5,502 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,502}{35981,729} = 1,529 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,529 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,529 \cdot 10^{-4} \times 2,471 \times 0,662 = 47,522 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 47,522 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,04\%$$

$$\Delta\sigma_{fl\text{TOT}} = 46,854 + 7,045 + 47,522 = \mathbf{101,421\text{MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl\text{TOT}} = 6,50\%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1348,005 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1348,005}{1860} - 0,43 \right) \times 1348,005 \times 2,5 = \mathbf{59,595\text{MPA.}}$$

➤ Pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 49,663 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,18\%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,583	101,421	49,663	173,667
%	1,45	6,50	3,18	11,12

Tableau.8.13: Les pertes différées à $x=0,25L$.

➤ **Pertes totales :** $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_i$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	212,485	173,667	386,071
%	13,61	11,12	24,73

Tableau.8.14: Les pertes totales à $x=0,25L$.

Pourcentage des pertes totales

$$\% \text{des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{P_0}} \times 100$$

σ_{P_0} : Tension à l'origine. $\sigma_{P_0}=1560,85$ MPA

Section	0L	0,25L	0,5L	section	0L	0,25L	0,5L
Abcisse(m)	0	6,575	13,15	Abcisse(m)	0	6,575	13,15
$\Delta\sigma_f$	15,6085	15,6085	15,6085	$\% \Delta\sigma_f$	1	1	1
$\Delta\sigma_{\theta max}$	108,675	108,675	108,675	$\% \Delta\sigma_{\theta max}$	6,96	6,96	6,96
$\Delta\sigma_g$	1,9	1,9	1,9	$\% \Delta\sigma_g$	0,12	0,12	0,12
$\Delta\sigma_{rac}$	33,452	86,220	79,345	$\% \Delta\sigma_{rac}$	2,14	5,52	5,08
$\Delta\sigma_r$	25,487	22,583	22,634	$\% \Delta\sigma_r$	1,63	1,45	1,45
$\Delta\sigma_{fl}$	68,091	101,421	71,727	$\% \Delta\sigma_{fl}$	4,36	6,50	4,60
$\Delta\sigma_\xi$	56,623	49,663	50,508	$\% \Delta\sigma_\xi$	3,63	3,18	3,24
$\Delta\sigma_{total}$	309,837	386,071	350,398	$\% \Delta\sigma_{total}$	19,85	24,73	22,45

Tableau.8.15: Les pertes totales dans les différentes sections.

Conclusion

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (24,73% le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 30% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

4 Vérification des contraintes

4.1. Pour la section intermédiaire ($X=0,5 L$)

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminé l'emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles, dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\begin{array}{l}
 \text{Construction} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\
 \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ci}}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Service} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\
 \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ti}}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

La force de précontrainte P est le max des deux valeurs caractéristique p_1 ou p_2

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de constriction** : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

a. Phase de constriction

- ✓ **Poutre isostatique soumise à son poids propre**

$$M_p = 75,22 \text{ t.m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 75,22 \times 0,3 + 75,22 = 97,786 \text{ t.m}$$

- **A mi travée** : sans hourdis.

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \cdot n \cdot A_p$$

$$\Delta p_0 = 47,804 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 38,243 = \mathbf{331,913 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 57,365 = \mathbf{298,275 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 315,094 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2,$$

$$V = 68,662 \text{ cm}.$$

$$V' = 61,338 \text{ cm}.$$

$$I = 6615660,15 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,778 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,850 - 14,736 + 10,149 = \mathbf{5,263 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,850 + 13,164 - 9,066 = \mathbf{13,949 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 8,852 - 13,243 + 10,149 = \mathbf{5,758 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 8,852 + 11,830 - 9,066 = \mathbf{11,616 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,585 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

b. En service

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type Mc120

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_{\text{Total}} \cdot n \cdot A_p$$

$$\Delta p_0 = 81,505 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 65,204 = \mathbf{304,952 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 97,806 = \mathbf{257,834 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 281,393 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5289,51 \text{ cm}^2$$

$$V = 60,109 \text{ cm}$$

$$V' = 89,991 \text{ cm}$$

$$I = 14279133,68 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 71,331 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 283,613 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,765 - 9,157 + 11,939 = \mathbf{8,547 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,765 + 13,709 - 17,874 = \mathbf{1,60 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,874 - 7,742 + 11,939 = \mathbf{9,071 \text{ MPA}}$$

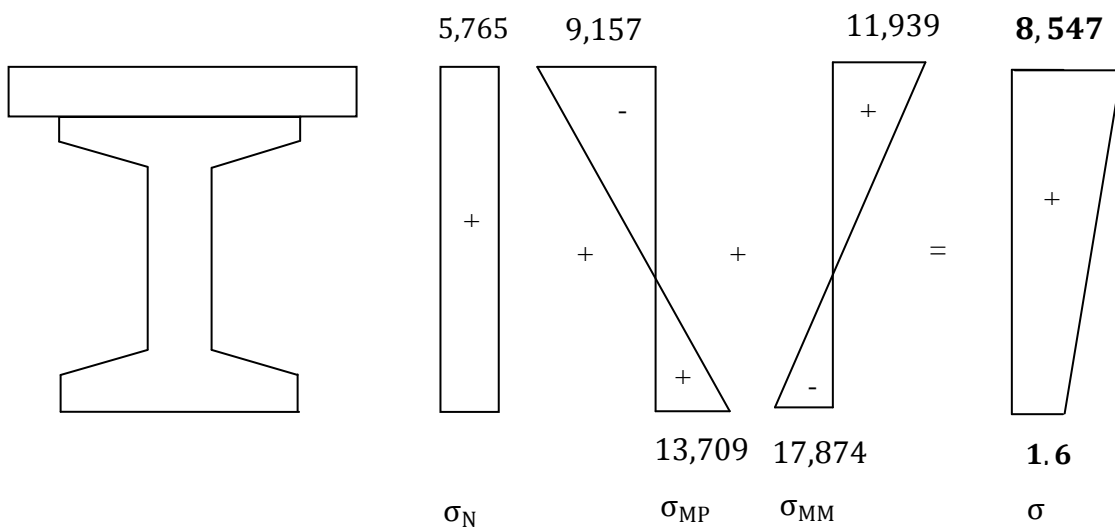
$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,874 + 11,591 - 17,874 = \mathbf{-1,409 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,585 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

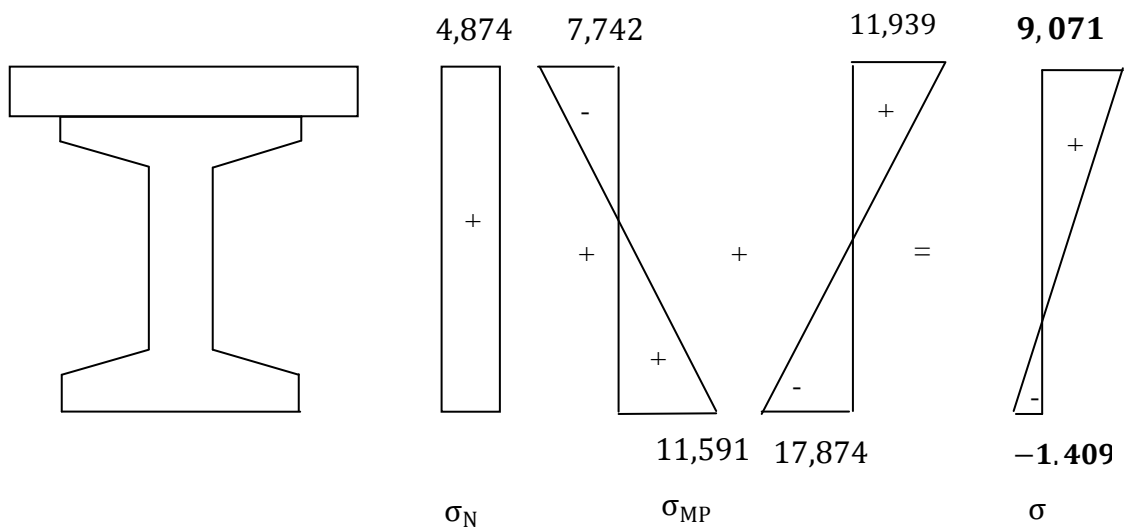
$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

✓ **Diagramme des contraintes pour les différents cas**

▪ **Pour p_1**



▪ **Pour p_2 :**



4.2. Pour La Section D'about (X=0,00L)

a. En construction

- **En about** : sans hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 14,859 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 11,887 = \mathbf{136,175 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142,256 - 17,831 = \mathbf{124,425 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 130,30 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 4906,76 \text{ cm}^2,$$

$$V = 68,898 \text{ cm}.$$

$$V' = 61,102 \text{ cm}.$$

$$I = 7376927,859 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,542 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 2,775 - 5,418 = \mathbf{-2,643 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,775 + 4,798 = \mathbf{7,574 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 2,536 - 4,951 = \mathbf{-2,415 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,536 + 4,384 = \mathbf{6,920 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,585 \text{MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{MPa} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

b. En service

- **En about** : avec hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 28,822 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 23,058 = \mathbf{125,004 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142,256 - 34,586 = \mathbf{107,67 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 116,337 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 6826,76 \text{cm}^2.$$

$$V = 66,708 \text{cm}.$$

$$V' = 83,292 \text{cm}.$$

$$I = 16034291,3 \text{cm}^4$$

$$e_0 = 64,732 \text{cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,831 - 3,366 = \mathbf{-1,535 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 1,831 + 4,203 = \mathbf{6,034 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,582 - 2,900 = \mathbf{-1,322 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 1,582 + 3,620 = \mathbf{5,198 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,585 \text{MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{MPa} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

4.3. Pour la section (X=0,25L)

On prend un coefficient de majoration pour le moment de poutre

$$M(x) = 56,514 \times 0,3 + 56,514 = 73,340 \text{ t.m}$$

- **A mi travée** : sans hourdis.

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 49,403 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 39,522 = \mathbf{330,634 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 59,284 = \mathbf{296,356 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 313,495 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 3369,51 \text{cm}^2,$$

$$V = 68,662 \text{cm}.$$

$$V' = 61,338 \text{cm}.$$

$$I = 6615660,15 \text{cm}^4$$

$$e_0 = 42,778 \text{cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,813 - 14,679 + 7,612 = \mathbf{2,745 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,790 + 13,114 - 6,80 = \mathbf{16,126 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 8,795 - 13,158 + 7,612 = \mathbf{3,249 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 8,795 + 11,754 - 6,80 = \mathbf{13,750 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

b. En service

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type M_{C120} .

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 89,780$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 71,824 = \mathbf{298,332 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 107,736 = \mathbf{247,904 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 273,118 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5289,51 \text{ cm}^2$$

$$V = 60,109 \text{ cm}$$

$$V' = 89,991 \text{ cm}$$

$$I = 14279133,68 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 71,331 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 212,710 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,640 - 8,958 + 8,954 = \mathbf{5,636 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,640 + 13,411 - 13,406 = \mathbf{5,646 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,687 - 7,444 + 8,954 = \mathbf{6,197 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,687 + 11,144 - 13,406 = \mathbf{2,426 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,585 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

5 Calcul Ferrailage Passif Longitudinal

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

5.1. Armatures Longitudinales De Peau

Leurs fonctions sont de repartir les efforts de retrait différentielles et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_S = \max \begin{cases} 3 \cdot P \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ 0.1\%B \text{ cm}^2 \end{cases}$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_S = \max \begin{cases} 3 \times 344,92 \times 10^{-2} = 10,348 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 3270 = 3,27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_S = 10,348 \text{ cm}^2$$

On adopt 14 \emptyset 10 avec un espacement de $e = 16 \text{ cm}$.

5.2. Armatures Dans La Zone Tendue

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

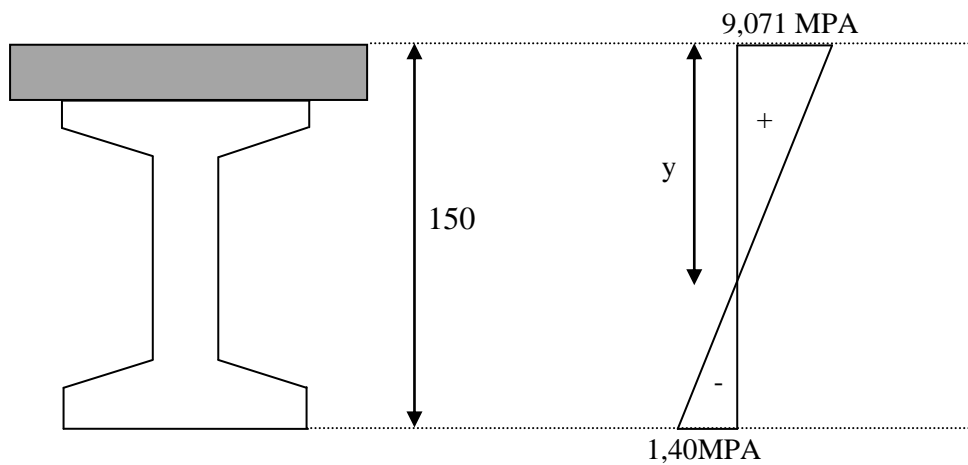
$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

N_{Bt} : L'intensité de la résultante des efforts de traction.

B_t : L'aire de la partie tendue.

f_e : Limite d'élasticité des armatures utilisées.

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte de traction.



$$\frac{y}{9,071} = \frac{150 - y}{1,40} \Rightarrow y = 129,96 \text{ cm}$$

La zone tendue se trouve a une distance de 20,04 cm de l'axe neutre .

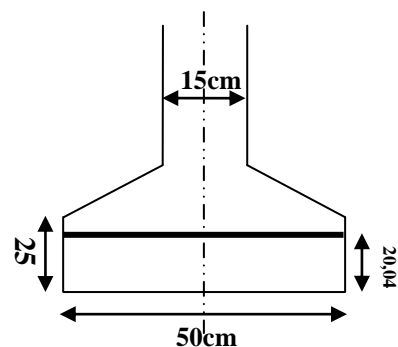
$$X = 20,04 \text{ cm}$$

$$B_t = 20,04 \times 50 = 1002 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2}$$

$$N_{Bt} = \frac{1002 \times 1,4}{2} = 0,070 \text{ MN}$$

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$



$$A_s = \frac{1002}{1000} + \frac{0,070}{500} \times \frac{2,7}{1,40} \cdot 10^4 = 3,702 \text{ cm}^2$$

Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : **5HA10= 3,93cm²**.

6 Justification aux E.L.U

6.1. Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

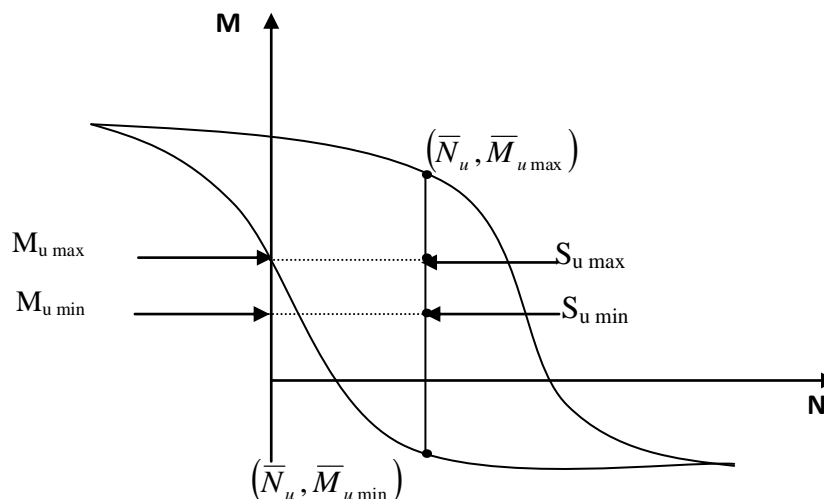


Figure.8.3: Courbe d'interaction effort normale - moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_U (\bar{N}_U, \bar{M}_U)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermé dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_U n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_U(N_U, M_U)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

6.2. Démarche à suivre

- a. On fixe $\bar{N}_U < w$
- b. On détermine les deux moments résistant ultimes ($M_{U_{min}}, M_{U_{max}}$) correspondants a N_U
- c. On procède a la justification sur le moment a N_U et on doit avoir :

$$\bar{M}_{U_{min}} \leq M_U \leq \bar{M}_{U_{max}}$$

Avec : $M_{U_{max}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$ et $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$

6.3. Les sollicitations à L.E.L.U

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

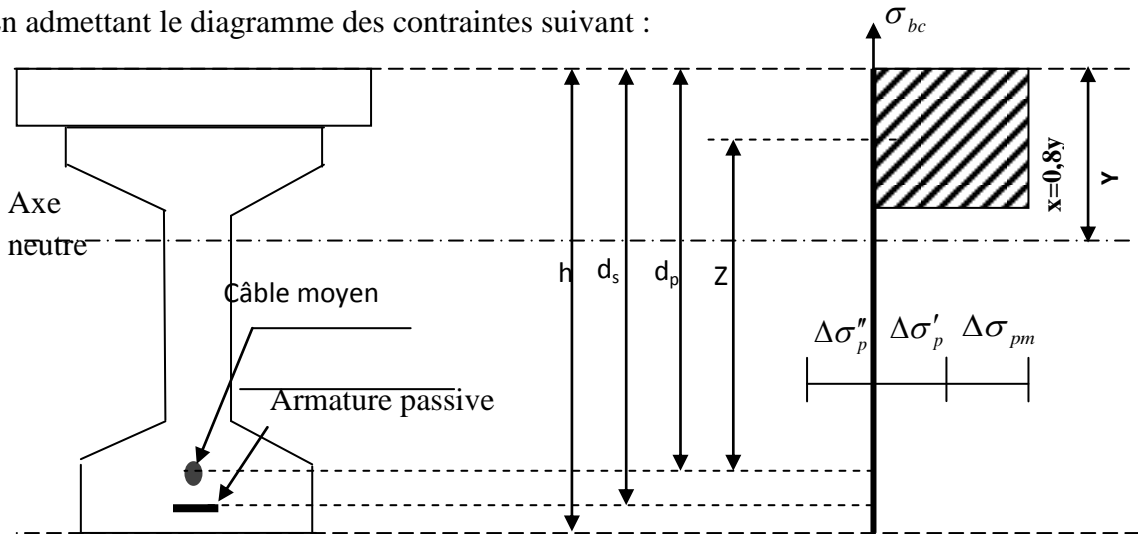


Figure.8.4 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$ Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- les sollicitations à L'E.L.U sont :

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec $A_p \Delta\sigma_p$: surtention de la prétention.

$A_p \Delta\sigma_p$: Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

6.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des DOMAINES (1) OU (2), C'EST-À-DIRE PIVOT (A) OU PIVOT (B).

6.5. Equations traduisant le comportement de l'acier

- pour les armatures passives :
 $\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$
- pour les armatures de précontrainte :

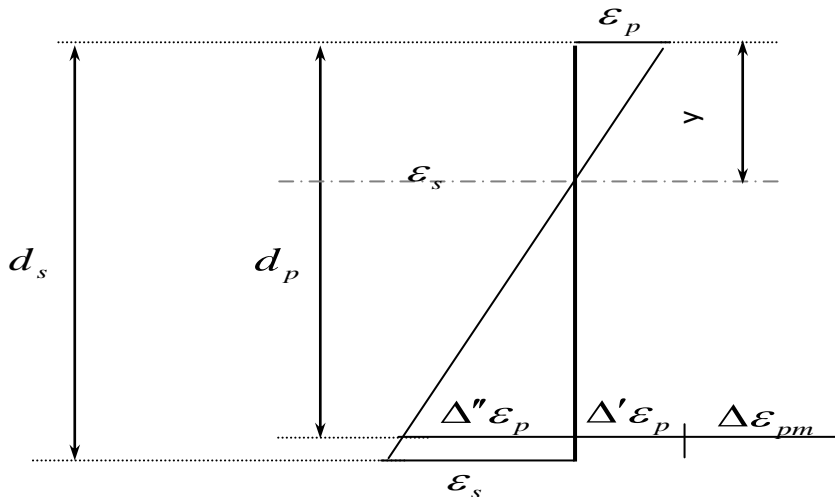


Figure.8.5: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$$\Delta \sigma_p = f \cdot \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_b + \Delta'' \varepsilon_b) - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_b, \varepsilon_b, \varepsilon_s, \bar{M}_U.$$

Donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10 \%$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne : y

L'équation (3) donne : $\Delta''\varepsilon_p$

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{Ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s = \bar{N}_U$$

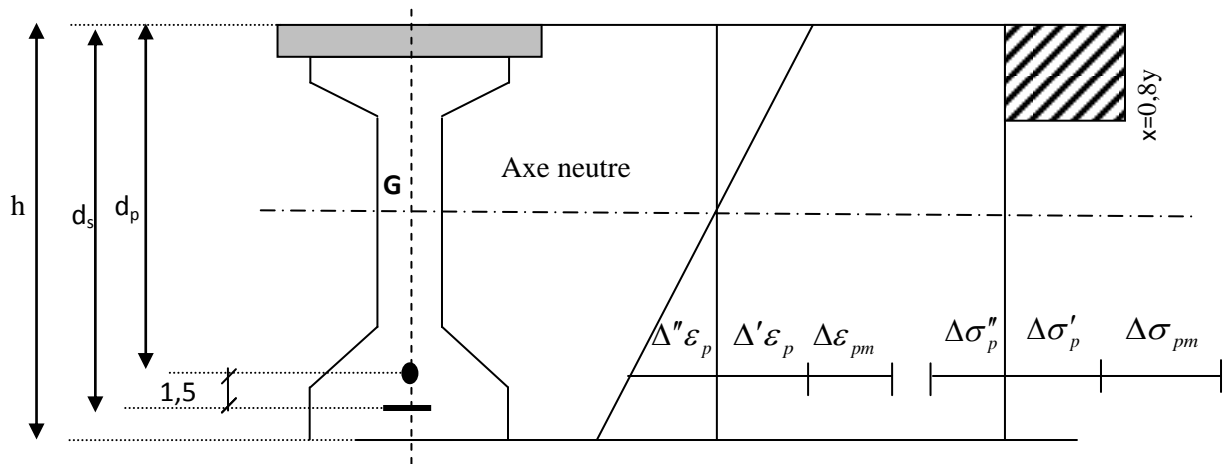
On fait une comparaison entre N_{Ul} et N_U

☞ Si $N_{Ul} = N_U$: on calcule directement M_U

☞ Si $N_{Ul} > N_U$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A, c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc}

☞ Si $N_{Ul} < N_U$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{Ul} = N_U$

➤ Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :



À l'ELU : $M_{\min} = 1.35 M_g$ et $M_{\max} = 1.35M_g + 1.35M_q$ (le moment max sous **Mc120**)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	$M_{u\min}$ (t. m)	$M_{u\max}$ (t. m)
150	-71,33	145	143,5	23,25	3,93	291,106	382,878

Donc : $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 350,98) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 350,98) \cdot 25 \times 0,93 \cdot 10^{-4} = 2,81295 \text{ MN}$

\Rightarrow Dans (1) : $N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 23,25 \cdot \Delta\sigma_p - 3,93 \cdot \Delta\sigma_s$

$2812,95 = B(x) \times 19,83 \cdot 10^3 - 23,25 \times \Delta\sigma_p - 3,93 \times \sigma_s$

Dans (2) : $\bar{M}_{U\max} = B(x) \times 19,83 \times Z + 0,393 \times (0,015) \times \sigma_s$

✓ Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

De (3): $\frac{\Delta''\epsilon_b}{\epsilon_b} = \frac{143,5 - y}{y} = \frac{114,8}{x} - 1$

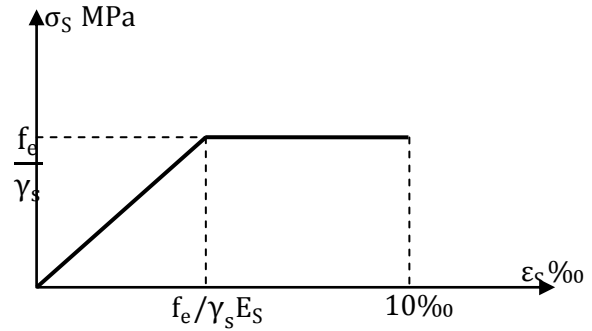
De (4): $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 145}{x} - 1 = \frac{116}{x} - 1$

✓ **Équation traduisant le comportement des aciers**

▪ **Armatures passives (F_eE50)**

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ **Armature actives (torons)**

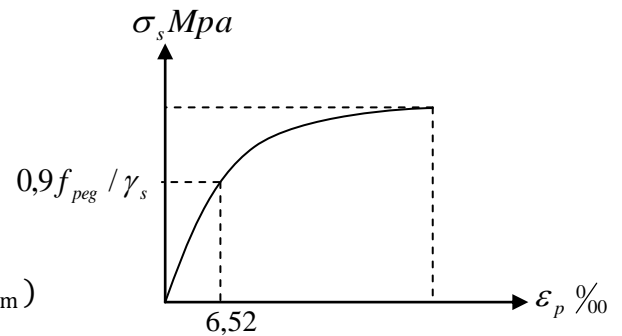
$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,82 \text{ MPA}$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_b + \Delta''\varepsilon_b) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1209,87 \text{ MPA}$$



La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_m}{E_p} = \frac{1209,87}{190000} = 6,368 \times 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{2812,95}{528951} \times 10^3 + ((-71,33)2812,95 \times 10^3 + 291,106 \times 10^4) \frac{-71,33}{14279133,68}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 9,93 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} ‰

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 2,613 \cdot 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$\text{De(04)} : \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{145 - y}{y} \Rightarrow y = 37,59\text{cm}$$

$$\text{De(04)} : \sigma_s = 435\text{MPa}$$

$$\text{De(03)} : \frac{\Delta'' \varepsilon_b}{\varepsilon_b} = \frac{143,5 - y}{y}$$

$$\Rightarrow \Delta'' \varepsilon_b = \frac{6,368 \cdot 10^{-3} (143,5 - 37,59)}{37,59} = 17,942 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta'' \varepsilon_b = 17,942 \cdot 10^{-3}$$

De(06):

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (17,942 \cdot 10^{-3} + 0,02013 \cdot 10^{-3} + 6,368 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p (6,368 \cdot 10^{-3}).$$

$$\Delta \sigma_p = 24,330 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (6,368 \cdot 10^{-3}).$$

✓ Déterminations de σ_p

$$6,368 \cdot 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{prg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 7,76 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_b$$

$$\Rightarrow \sigma_p (6,368 \cdot 10^{-3}) = 1,9 \cdot 10^5 \times 6,368 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (6,368 \cdot 10^{-3}) = 1209,92 \text{MPa}$$

$$24,330 \cdot 10^{-3} > 6,368 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (24,330 \cdot 10^{-3}) = \varepsilon_b \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ avec } y = 0,372\text{m}$$

b_{moy} :: Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{0,35 + 0,96}{2} = 0,655 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,372 \times 0,655 = 0,195 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 3,867 \text{ MN}$$

$$N_{ul} = 3,87 \text{ MN} \geq N_u = 2,813 \text{ MN}$$

Conclusion

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{ul} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y (cm)	$\Delta\varepsilon''$	N_{ul} (MN)	\bar{M}_{umax} (t.m)
0,8	10,7	0,0098	0,697	237,44
1,4	17,8	0,0098	1,818	385,52
1,991	24,1	0,0099	2,813	511,59

D'après le tableau au dessus, pour $\varepsilon_b = 1,991\text{‰}$, $N_{ul} = 2,813 \text{ MN} \approx N_u$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 1,991\text{‰}$$

$$M_{uMAX} = 382,878. \text{ m} < \bar{M}_{umax} = 511,59 \text{ t. m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

7 Vérification des contraintes tangentielles

✓ 1^{ère} phase: en cnstruction

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{max}(x) = 11,44 \text{ t}$$

▪ La contrainte de cisaillement τ

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{l \cdot b_\tau}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \cdot z}$$

$$Z: \text{ le bras de levier: } Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$$

b_n : largeur brute dans le cas de prétention.

ρ : rendement de la section.

Le tracé est rectiligne, donc il ne participe pas à la résistance à l'effort tranchants, car dans ce cas : $t_p = -\sin x = 0$ avec :

t_p : l'effort tranchants de la précontrainte.

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p \begin{cases} p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 331,913 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{331,913}{3270} = 10,15 \text{MPa} \\ p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 298,275 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{298,275}{3270} = 9,12 \text{MPa} \end{cases}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min(\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15 \right) = \mathbf{8,75 \text{MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12 \right) = \mathbf{8,09 \text{MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 10,15) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15 \right) = \mathbf{11,59 \text{MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 9,12) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12 \right) = \mathbf{11,94 \text{MPa}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}; \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(8,75 ; 11,59) = 8,75 \text{MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}; \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(8,09; 11,94) = 8,09 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \mathbf{8,75 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_2| < \mathbf{8,09 \text{ MPA}}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 130 \times \frac{(1 + 0,46)}{2} = 94,9 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{11,44 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \times 94,9 \cdot 10} = \mathbf{0,36 \text{ MPA.}}$$

$$\tau = 0,36 \text{ MPA} < \tau_1 = 8,75 \text{ MPA} \dots \dots \text{ CV}$$

$$\tau = 0,36 \text{ MPA} < \tau_2 = 8,09 \text{ MPA} \dots \dots \text{ CV}$$

✓ **2^{ème} phase: en service**

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

▪ **à ELS**

$$V_s = 36,92 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 370,156 - 65,204 = 304,952 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 355,640 - 97,806 = 257,834 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$\sigma_{x1} = \frac{304,952}{5190} = \mathbf{5,88 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{257,834}{5190} = \mathbf{4,97 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(3 + \frac{2}{3} \times 5,88 \right) = \mathbf{7,47 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(3 + \frac{2}{3} \times 4,97 \right) = \mathbf{6,82 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,88) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 5,88 \right) = \mathbf{15,44 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 4,97) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,97 \right) = \mathbf{14,87 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}; \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(7,47 ; 15,44) = 7,47 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12} ; \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(6,82 ; 14,87) = 6,82 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \mathbf{7,47 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_2| < \mathbf{6,82 \text{ MPA}}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 150 \times \frac{(1 + 0,4961)}{2} = 112,208 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{36,92 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \times 112,208 \cdot 10} = \mathbf{0,940 \text{ MPA}}$$

$$\tau = 0,94 \text{ MPA} < \tau_1 = 7,47 \text{ MPA} \dots \dots \text{ CV}$$

$$\tau = 0,94 \text{ MPA} < \tau_2 = 6,82 \text{ MPA} \dots \dots \text{CV}$$

à l'ELU

$$V_U = 49,84 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{49,84 \cdot 10^4}{35 \cdot 10 \times 112,208} = 1,269 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 1,269 \text{ MPA} < f_{cj} \dots \dots \text{CV}$$

7.1. Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0) = \min(1\text{m} ; 0,8 \times 1,3 ; 3 \times 0,5) \Rightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPA}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 50 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 6,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Dans la zone médiane :**

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,0690 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0690} = \frac{2,26}{0,0690} = 32,754 \text{ cm}$$

✓ **Dans la zone d'appuis :**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

7.2. Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cotg\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91: } \tg 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^U = V_u - \frac{p_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{umax} = 36,92 \text{ t et } V_{red}^U = 36,92$$

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{36,92 \cdot 10^{-2}}{0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,5} = 0,615 \text{ MPA}$$

❖ Angle d'inclinaison β_U

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 309,837) \times 0,93 \times 10 \times 10^{-4} = 1,163 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,163 \cdot 10^4}{6826,309} = 1,704 \text{ MPA}$$

$$\tg(2\beta) = \frac{2 \times 0,615}{1,704} = 0,722$$

$$\beta = 17,91^\circ$$

❖ Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \frac{1,15 \cdot b_n}{f_e} \cdot \tg\beta_u \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,011 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \max(0,011 ; 6,90) \text{ cm}^2/\text{ml} = 6,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

On choisit comme ferrailage transversal 2HA12+2HA14,

Soit $A_t = 5,338 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{5,338}{6,90} = 0,774 \text{ m}$$

On prendra: $S_t = 50\text{cm}$: comme pour la section médiane.

❖ **Armatures transversales supérieures**

Elles doivent être au moins à $2\text{cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre **HA14** tous les 25 cm.

7.3. Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,615)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,378 < 34,03$$

\Rightarrow Condition vérifié

8 Calculs justificatifs réglementaires en section particulières

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont.

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

8.1. Zone d'appuis :

On effectuera deux vérification qui portent sur

- l'équilibre de la bielle d'about.
- l'équilibre du coin inférieur du béton.

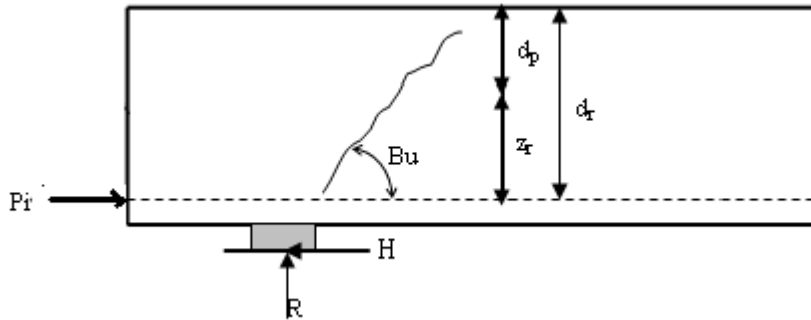
✓ l'équilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction R (poids propre, charge d'exploitation) et une réaction H (freinage, effet de température.....etc.) dans le béton cet effort se de compose en :

- Un effort horizontal $H+R \cotg B_u$
- Un effort incliné $R/\sin B$

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal coudre.

Par étriers la fissure qui tend a séparer la bielle du reste u béton la contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte à pour valeur.



✓ étapes de calcul

Le calcul consiste à chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

P_i : Effort composition à la contrainte limite.

H_u : réaction horizontale à l'ELU

R_u : réaction verticale à l'ELU

$$\beta_u \leq 30^\circ$$

$$R_U = 49,84t$$

▪ Calcul de P_i

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left(1,2 \sigma_{pm}, \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left(1,2 \times 1209,82 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1451,784 \text{ MPA}$$

$$p_i = 10 \times 0,93 \times 10^{-2} \times 1451,784 = 135,016t$$

▪ Calcul de H_u

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontale a est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 453,98 = 45,398 t$$

▪ Recherche du niveau R

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$$\Rightarrow 135,016 - 45,398 > 78,63$$

$$89,618 > 78,63 \dots \dots CV.$$

Le niveau r est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir duquel les armatures actives ne sont pas suffisantes.

$d_p = \frac{h}{10}$: Hauteur e la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$: Distance de R à la fibre supérieure.

$z_r = d_r - d_p$: Hauteur de bielle

$$z = 2\frac{h}{3}$$

Si : $z_r < z$: La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par z/z_r et placée sur la longueur $z_r \cotg \beta_u$

Si : $z_r \geq z$: La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas :**

$$d_r = 1,30 - 0,1856 = 1,1144 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,1144 - \frac{1,3}{10} = 0,9844 \text{ m}$$

$$Z = 1,30 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 0,87 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 0,87 \times \cotg 30^\circ = 1,51 \text{ m}$$

$$A_t = 5,338 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau, soit :

2 cadres **HA14** +2 cadres **HA12** ($A_t=5,338 \text{ cm}^2$).

✓ **équilibre du coin inférieur :**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton:

$$\text{tg} \alpha \leq \text{tg} \varphi \text{ avec } \text{tg} \alpha = \frac{R \cos \theta - H \sin \theta}{R \sin \theta + H \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta)}{\text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta} \quad \text{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5\text{tg} \theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontal A_l telle que :

$$H = A_l \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

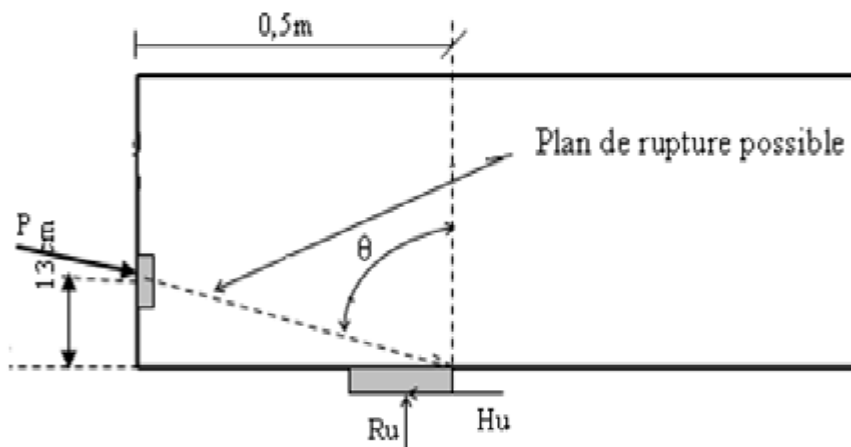


Figure.8.6: Rupture du coin inférieur.

Remarque

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c à d même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{t\min} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4k)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ application

$\varphi = 0$ (car les câbles est rectiligne)

$R = 45,398 \text{ t}$ et $H = 78,63 \text{ t}$

$$78,63 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 68,097 \dots \text{ CV.}$$

$$A_{S\min} = \frac{0,04 \times 453980 \times 1,15}{500} (5 - 4k) = 0,41 \text{ cm}^2$$

En prend : $K = 1$

D'où : $A_{tmin} = 0,41 \text{ cm}^2$ soit à prendre une section de $2,39 \text{ cm}^2$ (2HA12).

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

8.2. Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes :

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.

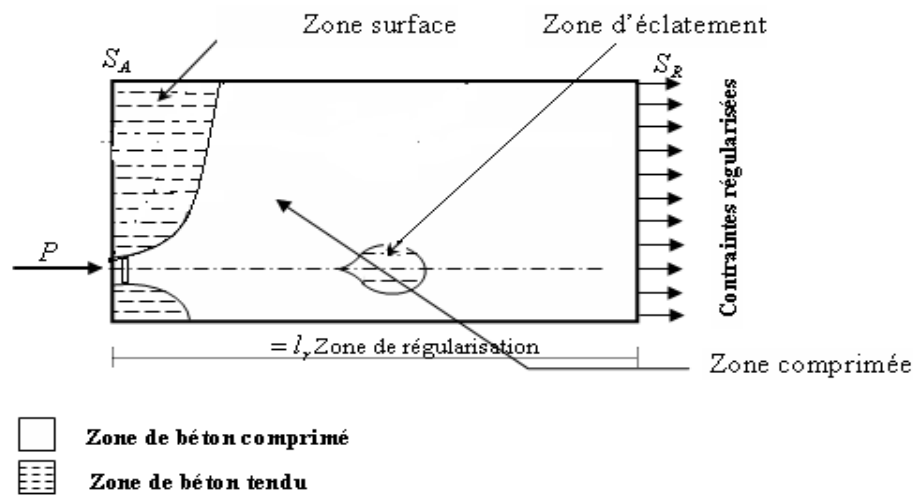


Figure : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions $(d \times d)$, et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

a. effet de la surface :

Au voisinage de la section (S_A), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8)$$

F_{j0} : force à l'origine du câble au niveau (j)

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

✓ Plan Horizontal

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 10 \times 1560,85 \times 0,93 = 1451,59 \text{ KN}$$

$$A_S = 0,04 \times \frac{1451,59}{\frac{2}{3} \times 500} = 1,74 \text{ cm}^2$$

On adopte : un cadre HA12 Soit $2,26 \text{ cm}^2$.

9 Ferrailage de la poutre :

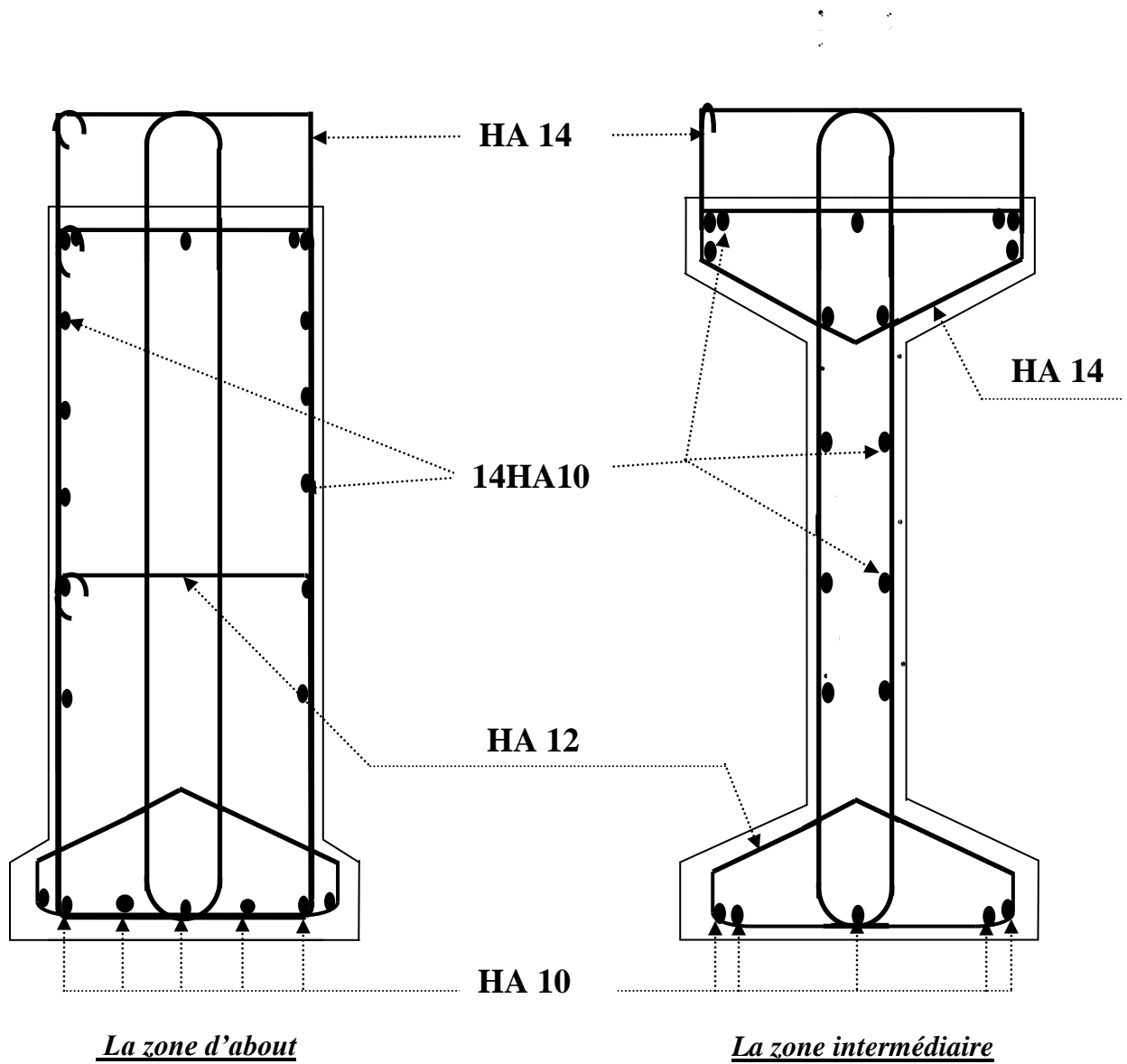


Figure.8.9 : Schéma de ferrailage de la poutre.

Chapitre 9

*Etude de la dalle et de l'entretoise
d'about*

1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (**flexion locale**).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalle tes en mortier fibres ou en béton armé.

2 Etude de la flexion transversale

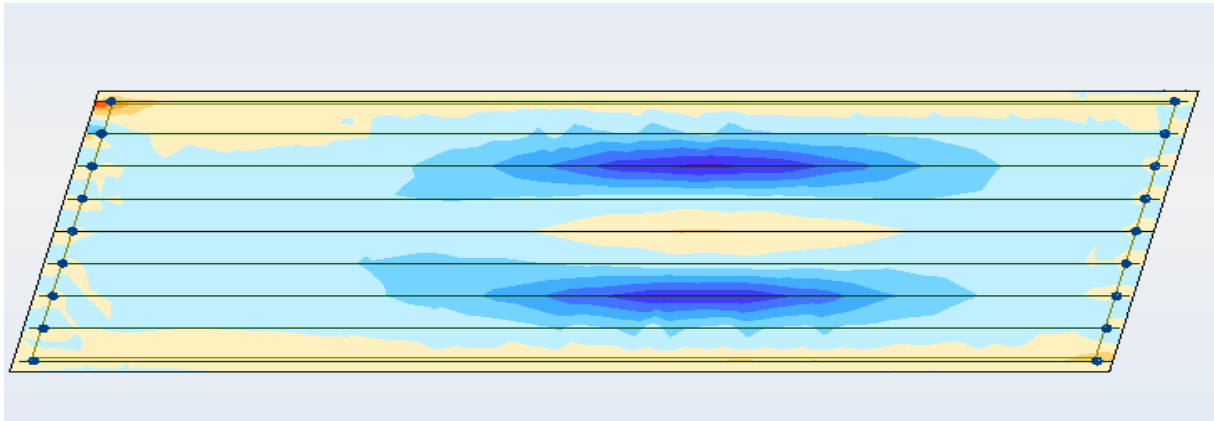


Figure9.1: Cartographie du moment transversale

3 Etude de la flexion longitudinale

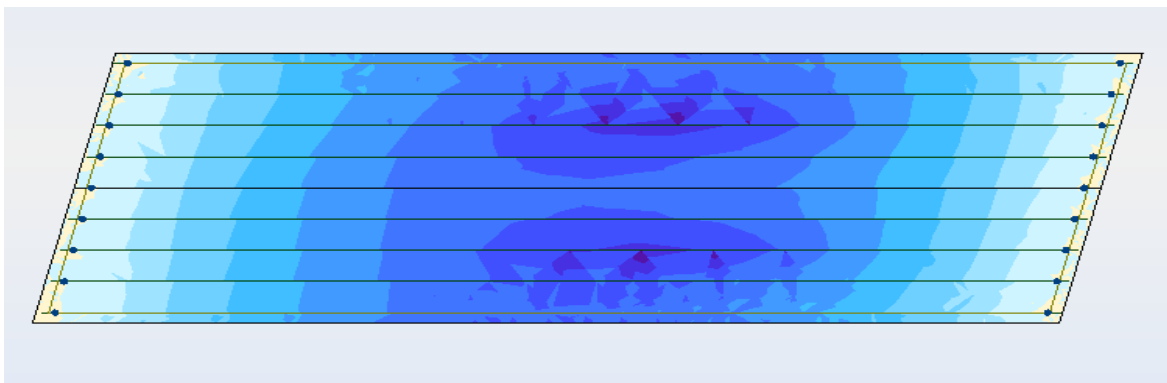


Figure9.2: cartographie du moment longitudinale

4 Valeurs extrême des moments :

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

- ELU : (1.35G+1.35Mc120).... ROBOT
- ELS : (G+Mc120)..... ROBOT

4.1 ELU :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	3,83	0,88	0,60
Panneau	28	28	28
Noeud	420	17	100
Cas	elu mc120/1	elu mc120/23	elu mc120/22
MIN	-3,41	-4,89	-0,76
Panneau	28	28	28
Noeud	189	390	360
Cas	elu mc120/18	elu mc120/11	elu mc120/1

4.2 ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	2,84	0,65	0,45
Panneau	28	28	28
Noeud	420	17	100
Cas	els mc120/1	els mc120/23	els mc120/22
MIN	-2,53	-3,62	-0,56
Panneau	28	28	28
Noeud	189	390	360
Cas	els mc120/18	els mc120/11	els mc120/1

4.3 Moment transversal :

4.3.1 Moment sur appuis

- $M_u=3,41t.m/ml$
- $M_s=2,53t.m/ml$

4.3.2 Moment en travée

- $M_u=3,83t.m/ml$
- $M_s=2,84t.m/ml$

4.4 Moment longitudinal :

4.4.1 Moment sur appuis

- $M_u=4,89t.m/ml$
- $M_s=3,62t.m/ml$

4.4.2 Moment en travée

- $M_u=0,88t.m/ml$
- $M_s=0,65t.m/ml$

5 Ferrailage sous la flexion transversal

5.1 Sur appui

5.1.1 ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 30MPA$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100cm \\ h = 20cm \\ d_1 = 17 cm \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc}= 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 4,74 \text{ cm}^2$

5.1.2 ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14,002 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 15,11 \text{ t.m} \geq 2,53 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 7,53 \text{ cm}^2$$

5.2 En travée

5.2.1 ELU

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 5,35 \text{ cm}^2$

5.2.2 ELS

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 8,45 \text{ cm}^2$$

5.3 Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 17 = 1,877 \text{ cm}^2$$

5.4 Section des armatures

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s ser}, A_{s min})$$

5.4.1 Sur appui

$$A_s = \max (4,74; 7,53; 1,877) = 7,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12(7,92cm²)

5.4.2 En travée

$$A_s = \max(5,35 ; 8,45 ; 1,877) = 8,45 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12**(9,05 cm²)

6 Ferrailage sous la flexion longitudinal

6.1 Sur appui

6.1.1 ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 25\text{cm} \\ d_1 = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 6,89 \text{ cm}^2$

6.1.2 ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14,002 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 15,11 \text{ m} \geq 3,62 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 10,77 \text{ cm}^2$$

6.2 En travée

6.2.1 ELU

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 1,20 \text{ cm}^2$

➤ ELS

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 1,93 \text{ cm}^2$$

6.3 Condition de non fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 17 = 1,877 \text{ cm}^2$$

6.4 Section des armatures

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}})$$

6.4.1 Sur appui

$$A_s = \max (6,89; 10,77; 1,877) = 10,77 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 (12,06 cm²)

6.4.2 En travée

$$A_s = \max (1,20; 1,93; 1,877) = 1,93 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 (4,52 cm²)

7 Schéma de ferrailage de la dalle :

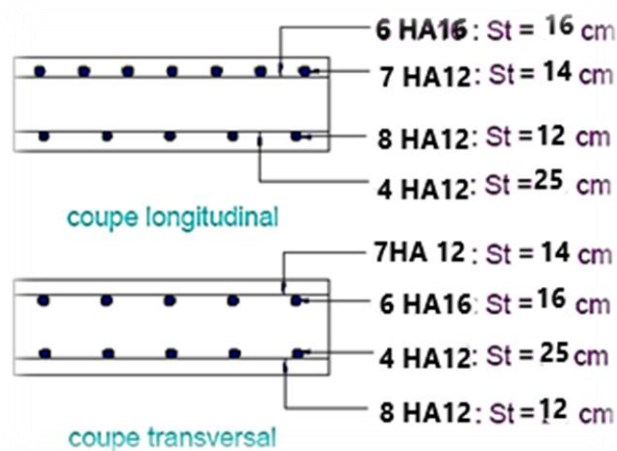


Figure9.3: schéma de ferrailage de la dalle.

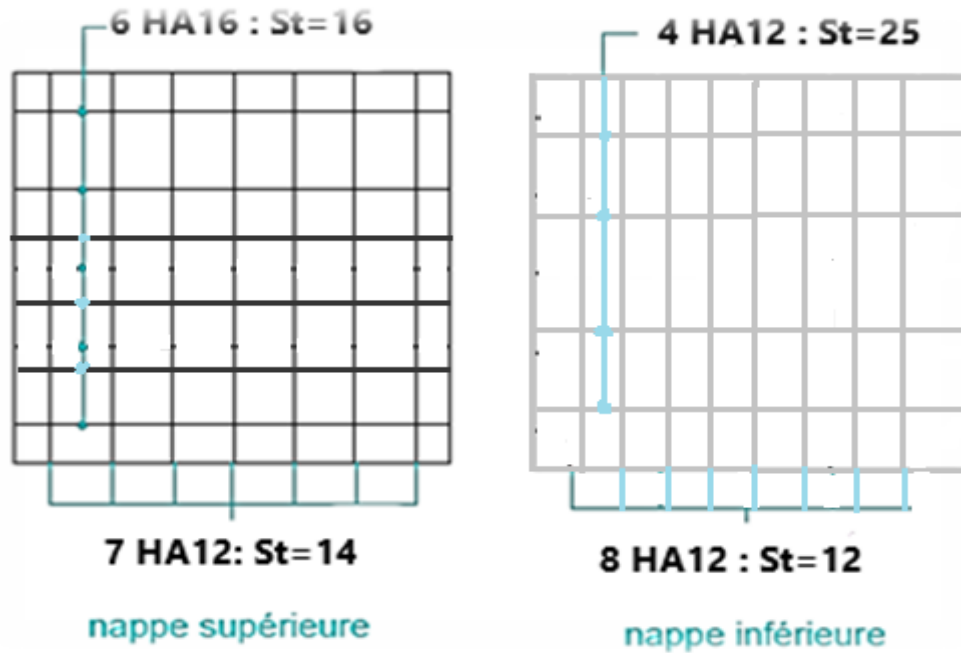


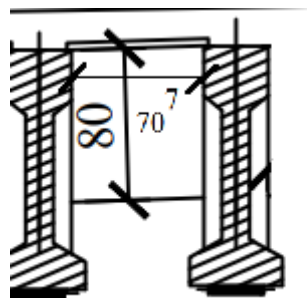
Figure9.4: ferrailage de la dalle-en plan.

8 Étude de l'entretoise d'about

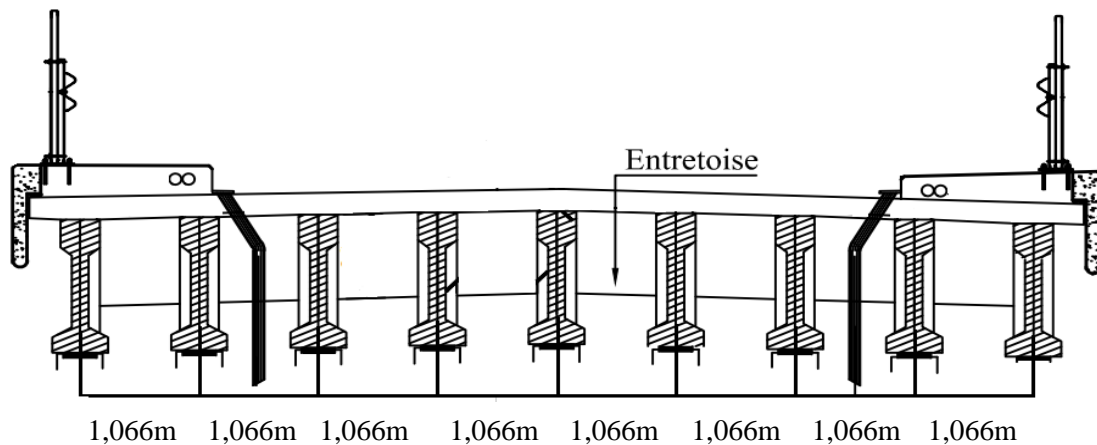
Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres ont assemblées sur les poutres principales. L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

8.1 Dimensions de l'entretoise :



-coupe transversal droite-



-coupe transversale baïse-

Figure9.5: détail entretoise.

8.2 Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres, lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

8.2.1 Calcul des efforts

A- le poids propre :

$$S_{entr} = 0,707 \times 0,8$$

$$S_{entr} = 0,5656 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,4 \times 2,5 = 0,5656 \text{ t}$$

$$P_{entr(totale)} = 0,5656 \times 8 = 4,525 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{8,53} = 0,530 \text{ t/ml}$$

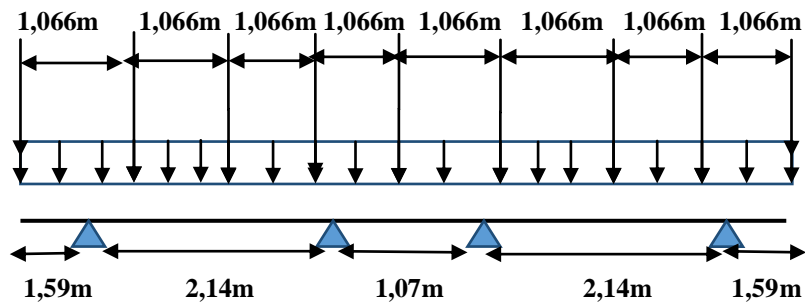
B- L'effort du au tablier

$$G_{tab} = G_{tot \text{ tab}} - G_{ent} = 453,98 - 9,05 = 444,930 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 222,465 \text{ t/entretoise.}$$

$$P_{tab} = \frac{P_{tab}}{9} = 24,718 \text{ t/poutre .}$$

8.2.2 Emplacement des vérins :

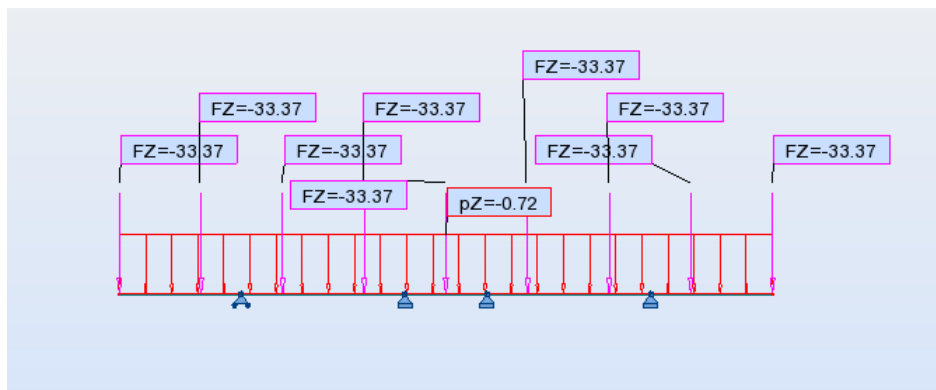


8.2.3 Calcul des sollicitations

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier (t)
ELU	$1,35 \times 0,530 = 0,716$	$1,35 \times 24,718 = 33,369$
ELS	0,530	24,718

8.2.3.1 ELU :



A- Diagramme des moments :

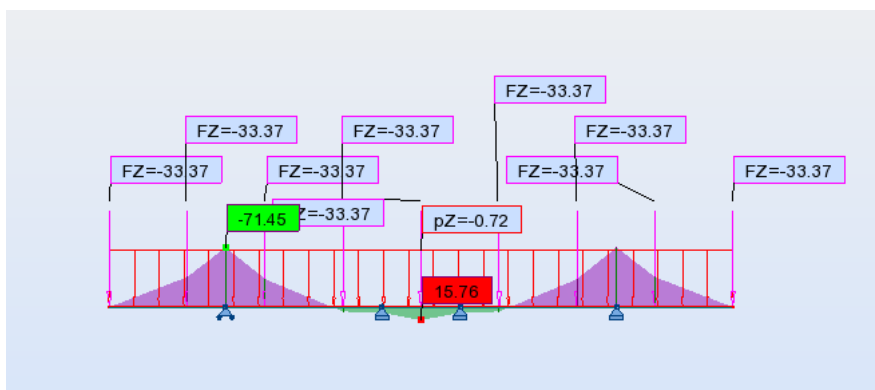


Figure9.6: diagramme de moment fléchissant.

$$M_{u\text{ app}} = 71,45\text{t. m.}$$

$$M_{u\text{ trav}} = 15,76\text{t. m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants :

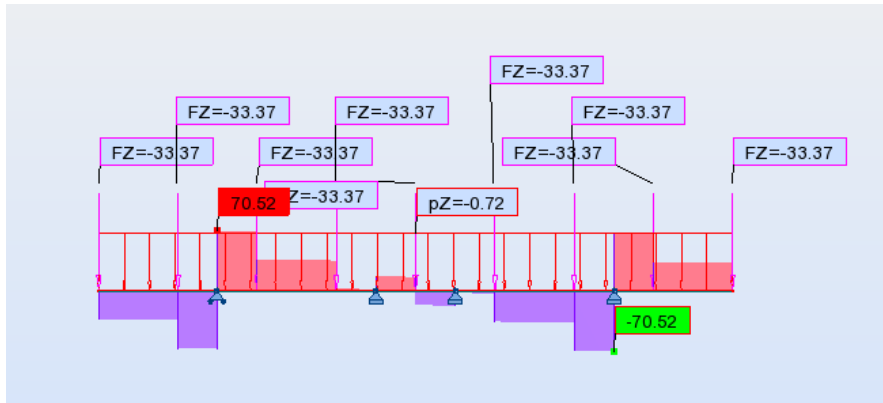


Figure9.7: diagramme de l'effort tranchant.

$$T_{u\text{ max}} = 70,52\text{ t.}$$

8.2.3.2 ELS :



A- Diagramme des moments :

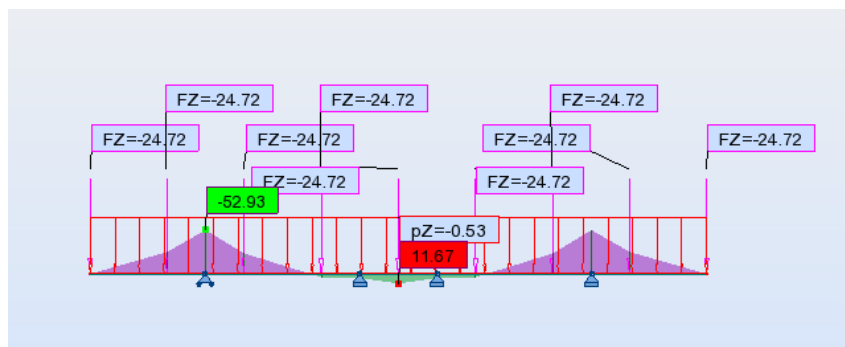


Figure9.8: diagramme de moment fléchissant.

$$M_{s \text{ app}} = 52,93 \text{ t. m.}$$

$$M_{s \text{ trav}} = 11,67 \text{ t. m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants

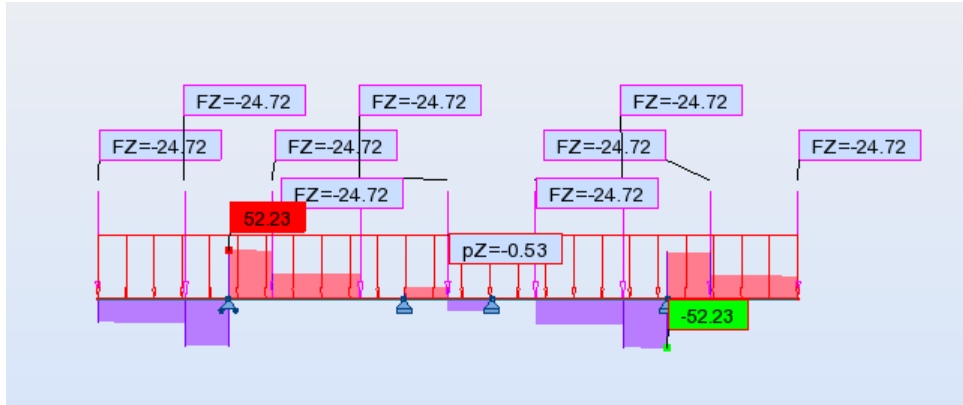


Figure9.9: diagramme de l'effort tranchant.

$$T_{s \text{ max}} = 52,23 \text{ t.}$$

8.3 Ferrailage de l'entretoise

8.3.1 Hypothèses : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,4 \text{ m} , d = 0,75 \text{ m} ; c = 0,05 \text{ m}$$

8.3.2 En travée :

$$M_U = 15,76 \text{ m.}$$

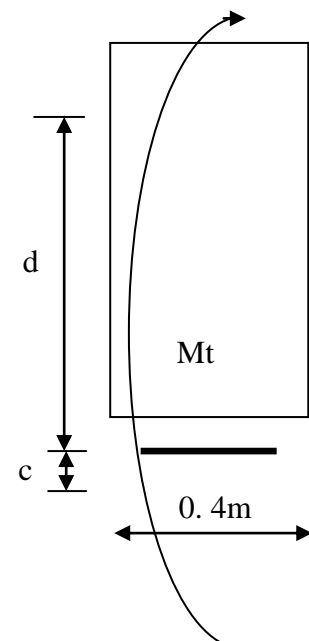
$$M_S = 11,67 \text{ t. m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{15,76}{11,67} = 1,35$$

8.3.2.1 ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,76 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,75^2 \times 17} = \mathbf{0,0412}$$

$$\mu_{bu} = 0,0412 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0105}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9958}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 4,85 \text{ cm}^2}$$

8.3.2.2 ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{18 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,3920 \times 0,40 \times 0,75^2 \times 17 = \mathbf{1,499 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,499}{1,35} = \mathbf{1,1104 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,1104 \leq M_{ls} = 1,2637 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{11,67 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,75^2 \times 18} = \mathbf{0,0288}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0588}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9765}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 3,64 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On a que: } \mathbf{A_{ser} > A_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_s = 3,64 \text{ cm}^2}$$

8.3.3 Sur appui :

$$M_{au} = 71,45 \text{ t.m.}$$

$$M_{as} = 52,93 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{71,45}{52,93} = 1,35$$

8.3.3.1 ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{71,45 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,75^2 \times 17} = 0,1868$$

$$\mu_{bu} = 0,1868 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,2606$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,8958$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 24,45 \text{ cm}^2$$

8.3.3.2 ELS:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,499}{1,35} = 1,1104 \text{ MN.m}$$

$$M_{as} = 0,5293 \leq M_{ls} = 1,1104 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{52,93 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,75^2 \times 18} = 0,1307$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,289$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,8844$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 17,93 \text{ cm}^2$$

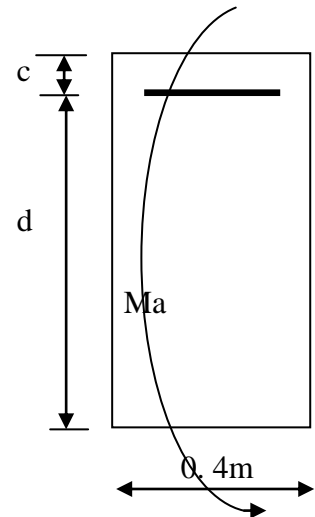
$$\text{On a que: } A_{ser} < A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 24,45 \text{ cm}^2$$

8.3.4 Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,40 \times 0,75 \times 10^4 \left(\frac{2,4}{500} \right)$$



$$A_{Smin} > 3,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{\text{Stravée}} = 3,64 \text{ cm}^2 & \text{soit 04 HA12}(4,52 \text{ cm}^2) \\ A_{\text{Sappui}} = 24,45 \text{ cm}^2 & \text{soit 8 HA 20}(25,13 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

8.4 Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = 70,52 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{70,52}{0,40 \times 0,75} \right) 10^{-2} = 2,35 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \alpha = 90^\circ$ (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1 (\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40(2,35 - 0,3 \times 1 \times 2,4)}{0,90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{6,90}$$

8.5 Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 1,175 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{10,64}$$

$$\frac{1}{6,90} > \frac{1}{10,64} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Choix des armatures : $\emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$

$$\begin{cases} \text{(sur appuis: } \emptyset \leq \text{Min}\{12; 22,86; 40\} & \implies \emptyset \leq 12 \text{ mm} \\ \text{(en travée: } \emptyset \leq \text{Min}\{20; 22,86; 40\} & \implies \emptyset \leq 20 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \implies A_t = 2,174 \text{ cm}^2$, soit des cadres HA 10.

8.6 Les armatures de peau :

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

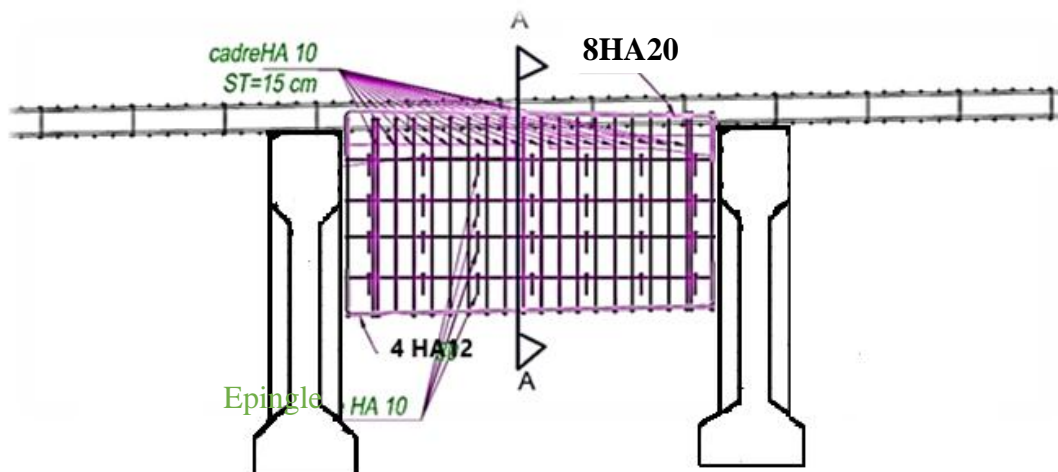
Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins 3cm^2 , par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et 5cm^2 si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,\text{peau}} = 3 \times (1 + 1) = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{peau}} = 6\text{cm}^2, \text{ soit } 08 \text{ HA } 12 (9,05\text{cm}^2).$$

8.7 Schéma de ferrailage :



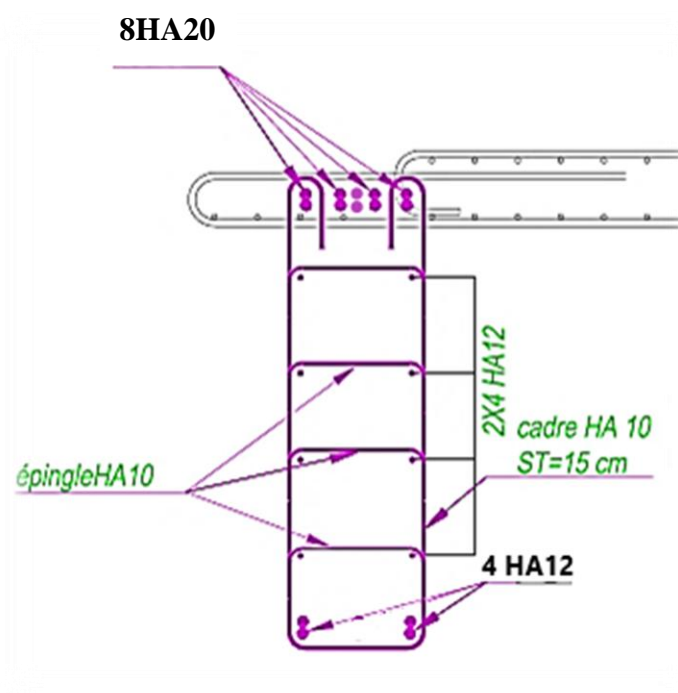


Figure9.10: schéma de ferrailage.

1 Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement.....etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

2 Déformation de la poutre

2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

- E_v : Module de déformation longitudinale différée.
- I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).
- M_G :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$M_G = 116,72 \text{ t.m.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,945$$

$$I_G = 13724541,07 \text{ cm}^4$$

$$F_g = \frac{5 \times 116,72 \times (26,3)^2}{48 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0,0506 \text{ m}$$

$$F_g = 5,06 \text{ cm}$$

2.2 Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{\text{sur}} = 283,613 - 116,72 = 166,893 \text{ t.m.}$$

$$F_s = \frac{5 \times 166,893 \times (26,3)^2}{48 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = 0,0724 \text{ m}$$

$$F_s = 7,24 \text{ cm.}$$

2.3 Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre ' f_s sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^l \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

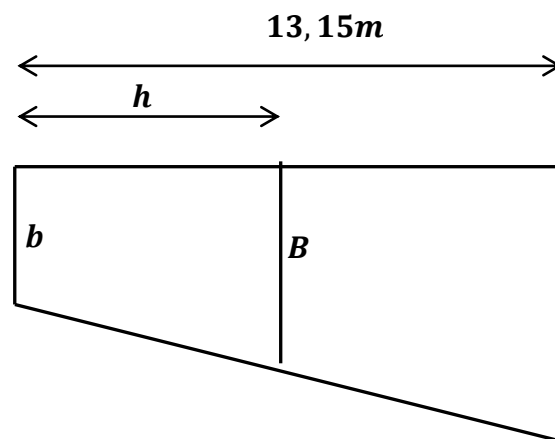


Figure10.1: Diagramme moments sous la précontrainte.

Dans la section considérée on a:

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

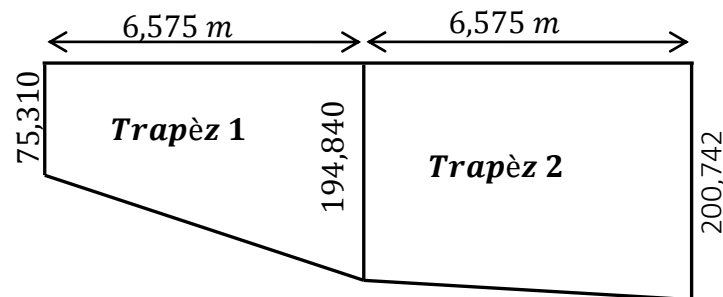
N_p = effort de précontrainte

e = excentricité

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a:} \quad f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t.m)
0	116,63	0,6473	75,310
L/4	273,15	0,7133	194,840
L/2	281,43	0,7133	200,742

**Trapèze 1**

$$A_1 = \frac{(75,310 + 194,840) \times 6,575}{2} = 888,118 \text{ m}^2.$$

$$X_1 = \frac{6,575}{3} \left(\frac{2 \times 194,840 + 75,310}{194,840 + 75,310} \right) = 3,77 \text{ m}.$$

$$X_1 \cdot A_1 = 3,77 \times 888,118 = 3348,205 \text{ m}^3.$$

Trapèze 2

$$A_2 = \frac{(194,840 + 200,742) \times 6,575}{2} = 1299,588 \text{ m}^2.$$

$$X_2 = 6,575 + \frac{6,575}{3} \left(\frac{2 \times 200,742 + 194,840}{200,742 + 194,840} \right) = 9,879 \text{ m}.$$

$$X_2 \cdot A_2 = 9,879 \times 1299,588 = 12838,630 \text{ m}^3$$

Ainsi le moment statique de cette aire par rapport à l'appui de gauche.

$$X_1 \cdot A_1 + X_2 \cdot A_2 = 16186,835 \text{ m}^3$$

$$f_p = \frac{-16186,835}{12102,145 \times 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} = -0,09745 \text{ m}$$

$$f_p = -9,745 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

2.4. Flèche de constriction

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(-9,547 + 5,06) = -3,365 \text{ cm}$$

2.5. Flèche total

2.5.1. En service à vide

$$f = f_c + f_G + f_p = -3,365 + 5,06 - 9,745 = -8,05 \text{ cm}$$

$$f = -8,05 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{2630}{300} = 8,767 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

2.5.2. En service en charge

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -3,365 + 5,06 - 9,745 + 7,24$$

$$f = 0,81 < \frac{L}{300} = \frac{2630}{300} = 8,767 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

3 Calcul des rotations

3.1. Sous le poids propre

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{116,72 \times 26,3}{3 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \cdot 10^{-8}} = 0,006160 \text{ rad}$$

$$\beta_G = 6,160 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

3.2. Sous les surcharges

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{67,98 \times 26,3}{3 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \cdot 10^{-8}} = 0,003588 \text{ rad}$$

$$\beta_{\text{sur}} = 3,588 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

3.3. Sous la précontrainte

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int Mx \, dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\begin{aligned} \beta_p &= -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \left(\frac{(75,310+194,84) \times 6,575}{2} + \frac{(194,84+200,742) \times 6,575}{2} \right)}{2 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 13724541,07 \times 10^{-8}} \\ &= -0,01318 \text{ rad} \end{aligned}$$

3.4. Rotation résultante

3.4.1. En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,006160 - 0,01318 = -0,00702 \text{ rad}$$

3.4.2. En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{sur} = 0,006160 - 0,01318 + 0,003588 = -3,432 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

4 Calcul des déplacements d'appuis

4.1. Déplacements due a la rotation

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-3,432 \times 10^{-3} \times 130}{2} = -0,2231 \text{ cm}$$

4.2. Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 1,803 \cdot 10^{-4}$ m

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,803 \cdot 10^{-4} \times 26,3}{2} = 0,4742 \text{ cm}$$

4.3. Déplacements due au fluage

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

σ_p : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 9,93 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 9,93}{35981,729} = 5,52 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{flu} = \frac{5,52 \times 10^{-4} \times 26,3}{2} = 0,725 \text{ cm}$$

4.4. Déplacement du a la variation de la température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2630}{10000} = 0,263 \text{ cm}$$

4.5. Déplacement total

$$\Delta_{max}^+ = \Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -0,2231 + 0,4742 + 0,725 + 0,263$$

$$\Delta_{\max}^+ = 1,2391 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = -0,2231 + 0,4742 + 0,725 - 0,263$$

$$\Delta_{\max}^- = 0,7131 \text{ cm}$$

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like the edge of a rolled-up document. The text is centered within this scroll.

Chapitre 10

Calculs des déformations

A decorative scroll graphic with a light gray outline, featuring a vertical strip on the left side and a small circular detail at the top right corner. The text is centered within the scroll.

Chapitre 11

Equipements du tablier

1 Introduction

Les tabliers des ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont:

- ✓ Les articulations en béton,
- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté,
- ✓ Les appareils d'appui spéciaux,
- ✓ Les appareils d'appui métalliques.

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté.

2 Les appareils d'appui en élastomère fretté :

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillettes de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ❖ Facilité de mise en œuvre.
- ❖ Facilité de réglage et de contrôle.
- ❖ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

- **Les avantages :**

- ✓ Ils sont économiques.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.

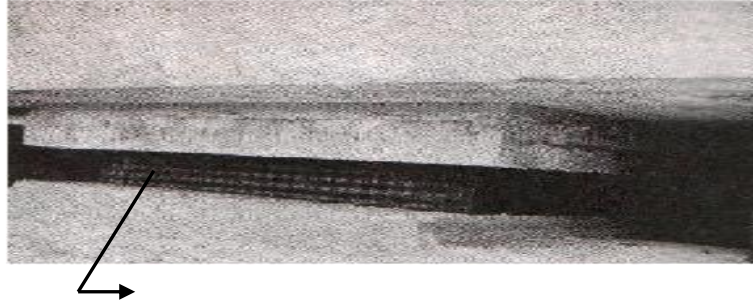
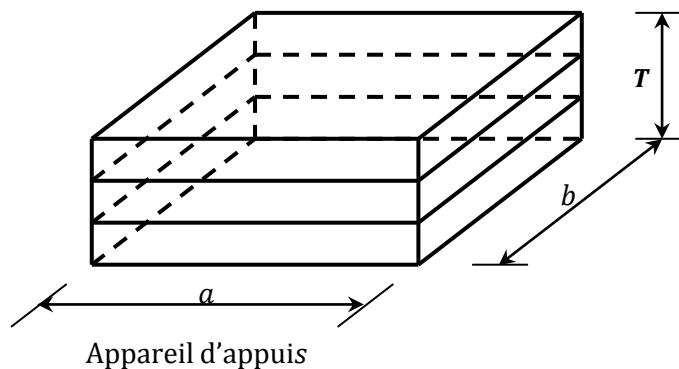


Figure. 11. 1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

3 Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

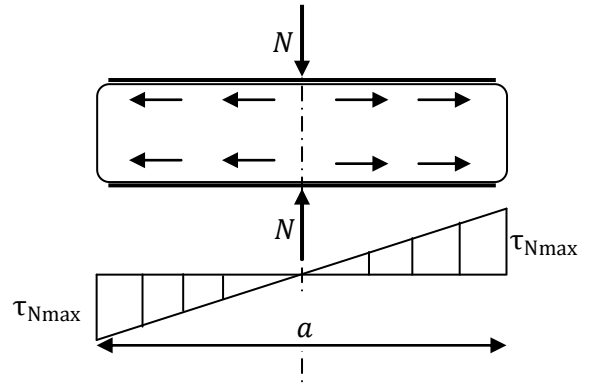
La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G .



3.1. Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \cdot b}$$



Avec :

σ_m : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm².

a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b: Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{max} = 36,92t \quad \Rightarrow \quad a \cdot b \geq 0,0246m^2$$

3.2. Hauteur nette de l'élastomère :

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

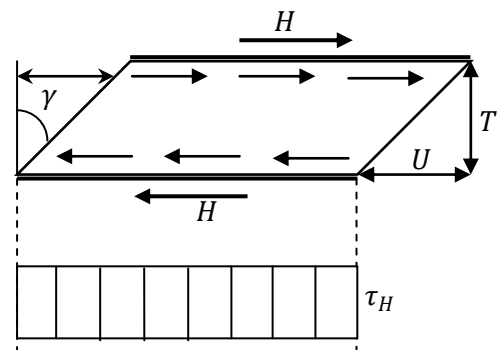
$$\tau_H = G \cdot \text{tg } \gamma = G \cdot \left(\frac{U}{T}\right)$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².

U: Déformation lente dû au retrait, fluage et température.



$$U = 0,4742 + 0,725 + 0,2630 = 1,4622\text{cm}$$

$$\Rightarrow G \cdot \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 G \quad \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5} \quad \Rightarrow T \geq 2,9244\text{cm}$$

On prend : **T = 4 cm**

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur **t = 10cm**.

3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

$$\text{On a : } a.b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} \quad \text{avec : } N_{\max} = 36,92t$$

N_{\max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis (effort tranchant dans la poutre).

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui, $\sigma_m = 15\text{Mpa}$.

$a.b$: Longueur et largeur de l'appareil d'appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 \leq a \leq 40\text{cm} \\ a \leq b \end{array} \right.$$

On prend : **a = 35 cm**

Sachant que:

$$a.b \geq 246,13\text{cm}^2 \quad \Rightarrow b \geq \frac{246,13}{35} = 7,03\text{cm}$$

$$\text{Et : } b \geq a = 35 \text{ cm}$$

On prend : **b = 40 cm**

4 Répartition des efforts sur les appuis :

4.1. Action dynamique (efforts du au freinage) :

4.1.1. Système B_C:

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$.

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 9} = 1,667 \text{ t}$$

4.1.2. Système A(I) :

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(I)} = \frac{A}{20 + 0,0035.S}$$

$$H_{(AI)} = 8,084 \text{ t} \quad (\text{Calculé dans le chapitre 4})$$

Chaque appareil d'appui supporte une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{8,084}{2 \times 9} = \mathbf{0,449 \text{ t}}$$

4.2. Effort due au vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 200 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont.

$$S = 27 \times 1,8 = \mathbf{48,6 \text{ m}^2}$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left(\frac{48,6}{2 \times 9} \right) = \mathbf{0,540 \text{ t}}$$

4.3. Effort due au séisme :

Horizontalement : $F_{ah} = 0,25G$

Verticalement : $F_{av} = \mp 0,1G$

Avec le poids propre du tablier : $G = \mathbf{453,98t}$

$$F_{ah} = 0,25 \times 453,98 = \mathbf{113,495 \text{ t}}$$

$$F_{av} = 0,1 \times 453,98 = \mathbf{45,398 \text{ t}}$$

Chaque appareil d'appui supporte un effort de séisme:

$$F_{ah} = \frac{113,495}{2 \times 9} = \mathbf{6,305 \text{ t}}$$

$$F_{av} = \frac{45,398}{2 \times 9} = \mathbf{2,522 \text{ t}}$$

4.4. Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\Delta_{max} = 1,2391 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère $e : T = 4\text{cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{G \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(35 \times 40 \times 1,239)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{3,469 \text{ t}}$$

5 Vérification des appareils d'appui :

5.1. Calcul des contraintes de cisaillement:

5.1.1. Contrainte due à l'effort normal (N):

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta \cdot a \cdot b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35 + 40)} = \mathbf{9,333}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{36,92 \times 10^{-2}}{9,333 \times 0,35 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,283 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_N = 0,283 < 3G = 2,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal:

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,8 \times 1,4622 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,292 \text{ Mpa}}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{6,305 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,451 \text{ Mpa}}$$

$$0,242 + 0,5 \times 0,600 = \mathbf{0,518 \text{ Mpa}} < 0,7 \times 0,80 = \mathbf{0,560 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{2,522 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,180 \text{ Mpa}}$$

$$0,2192 + 0,5 \times 0,180 = \mathbf{0,382 \text{ Mpa}} < 1,3 \times 0,80 = \mathbf{1,040 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation:

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \cdot a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$\alpha_0 = 1\% \text{ rad}$: Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -0,00702 \text{ rad}$: Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 350^2 (-0,00702 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = \mathbf{0,365 \text{ Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$0,283 + 0,451 + 0,365 = \mathbf{1,099 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,80 = \mathbf{4 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.1.4. Condition de non soulèvement:

On doit vérifier de cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre de rive}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{29,09 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = \mathbf{2,779 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{-0,00702 + 0,01}{4} = \mathbf{0,000745 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 2,779}{9,333 \times 350^2 \times 0,8} = \mathbf{0,000912 \text{ rad}}$$

$$\alpha = 0,000745 \leq 0,000912 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.1.5. Condition de non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{29,09 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 2,779 \text{MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,336$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,8 \times 1,4622 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,35 \times 0,40) = \mathbf{0,0409 \text{ MN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,779 \text{Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,0409 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,336 \times 29,09 \times 10^{-2} = 0,0974 \text{MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,779 \text{ Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,0977 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,09774 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

Dimensionnement des frettes :

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2 \text{mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{36,92 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 2,344 \text{MPa}$$

$$\sigma_e = 220 \text{MPa}$$

$$t_s \geq \frac{350 \times 2,344}{9,333 \times 220} = 0,399 \text{mm} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{mm}$$

On prend : $t_s = 3 \text{mm}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 4 + 3 \times 3 = 49 \text{ mm}$



Figure.11.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis.

6 Les dés d'appuis :

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour les évacuations des eaux.

6.1. Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 10cm = 45cm$$

$$B = b + 10cm = 50cm$$

$$B_0 = a \times b = 1400cm^2$$

$$p_0 = 2(a + b) = 150cm$$

B_0 : Surface de néoprène.

p_0 : Le périmètre de néoprène.

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1400}{150} = 18,66cm$$

On prend : $h = 20 cm$

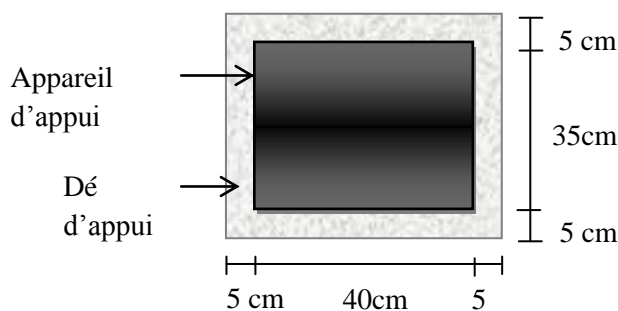


Figure11.1: Dimensionnement de l'appareil d'appuis

6.2. Armatures de chaînages :

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : N_{\max} = 49,84\text{t} = 0,4984 \text{ MN}$$

$$\text{ELS} : N_{\max} = 36,92 \text{ t} = 0,3692 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 0,4984}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,3692}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max}\{2,84 \text{ cm}^2 ; 3,84\text{cm}^2\}$$

$A_S = 3,84 \text{ cm}^2$ Soit **5HA 12** Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

6.3. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

Frettes inférieures :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{0,755 \text{ cm}^2; 0,615 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ sup}} = 0,755 \text{ cm}^2$$

Frettes supérieures:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{1,146 \text{ cm}^2; 1,538 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ inf}} = 1,538\text{cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ sup}} + A_{S \text{ inf}} = 2,293 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{3 \text{ HA } 12}$$

Cette armature est disposée dans les deux sens.

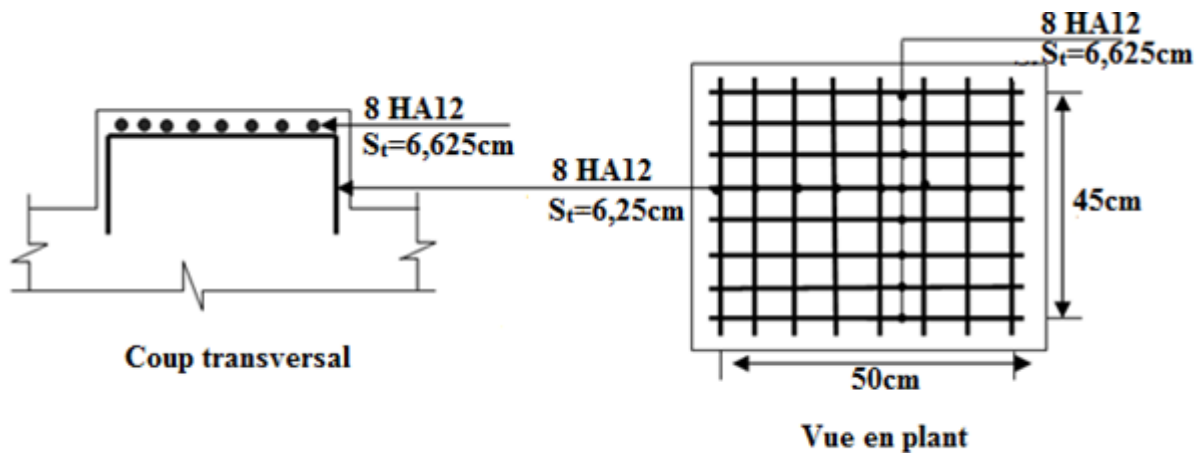


Figure. 11. 4: ferrailage des d'appuis.

7 Les joints de chaussée :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- ✓ L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- ✓ L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

7.1. Les différents types de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- ✓ Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- ✓ Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- ✓ Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vue que notre pont se situ sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$

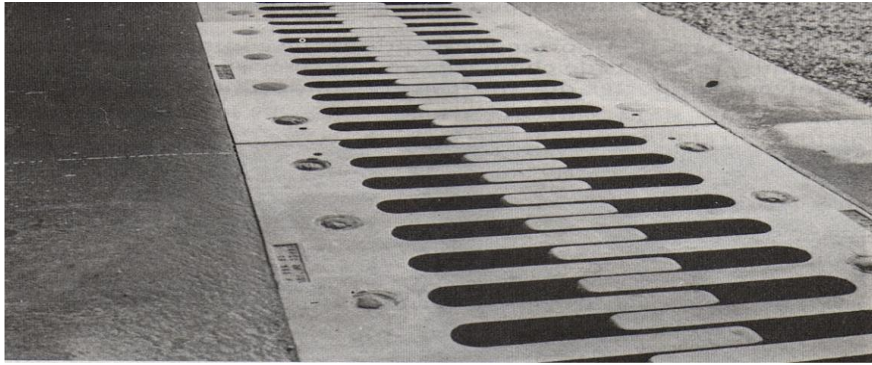


Figure.11.5: joint de chaussée(type WP alu. 300).

8 Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau



Fig. 11. 6: Gargouille.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier

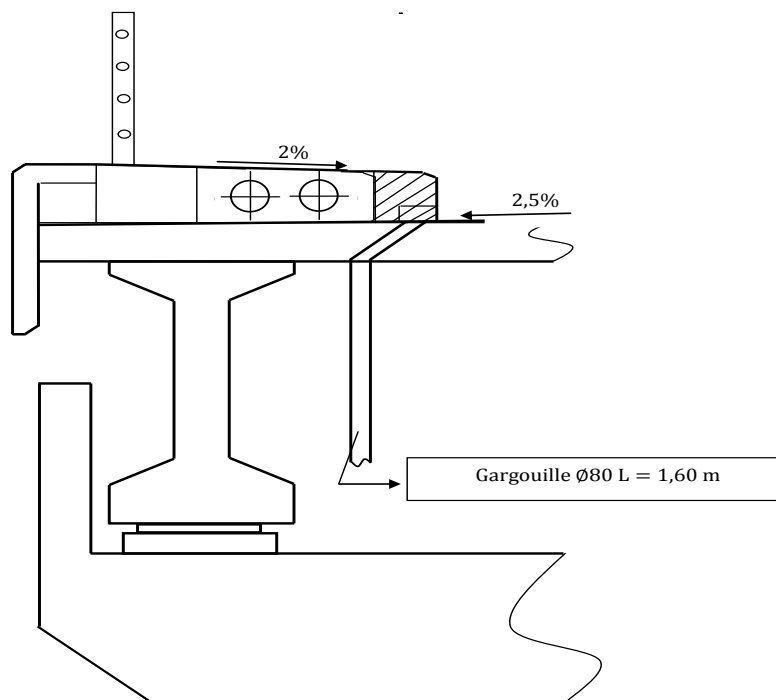


Figure11.7 : disposition des gargouilles.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like the edge of a rolled-up document.

Chapitre 12

Etude de la pile

1 Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations, et des certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, Hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

2 Pré dimensionnement de la pile :

2.1 Le fut :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. C'est un fût plein en béton armé avec, en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

2.2 La semelle :

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle sur pieux, qui a pour rôle de solidariser les pieux en tête pour avoir une bonne transmission des charges.

- Le diamètre de pieux $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$.
- Largeur de la semelle : $B_{\text{semelle}} = 6 \text{ m}$.
- Épaisseur de la semelle, : $E_s \geq 1,2 \cdot \varnothing_{\text{pieu}}$, on adopte: $E_s = 1,8 \text{ m}$.

2.3 Les pieux :

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forées), chaque file est composé de quatre pieux diamètre $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$.

3 Calcul de la pile :

- La hauteur de la pile $h = 7.16 \text{ m}$ (5.961 m hauteur moyenne de mur plein et 1.2m épaisseur de chevêtre), dont les travées sont de 27 m.
- Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, et Mc120.

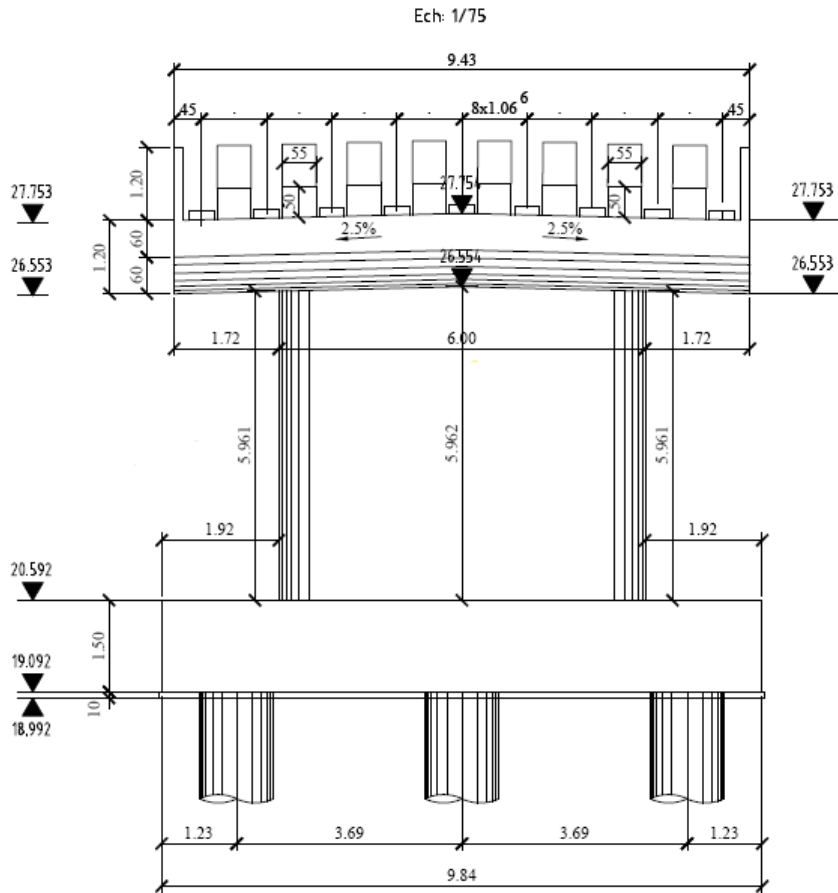


Figure.12.1 : Coupe transversale.

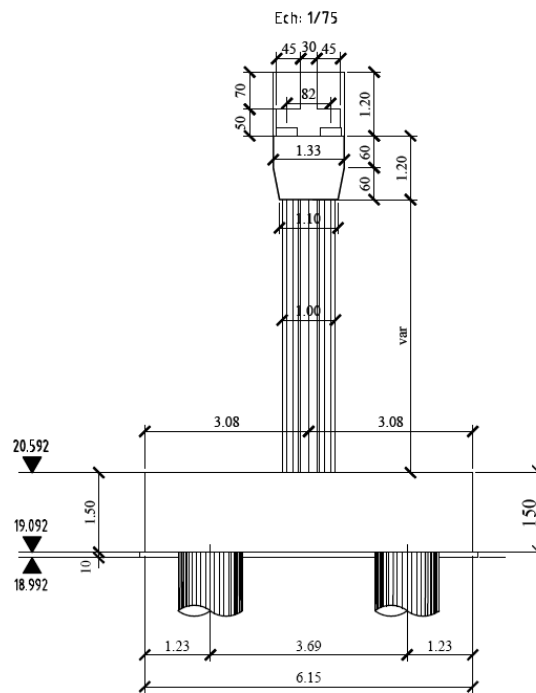


Figure.12.2 : Coupe longitudinale.

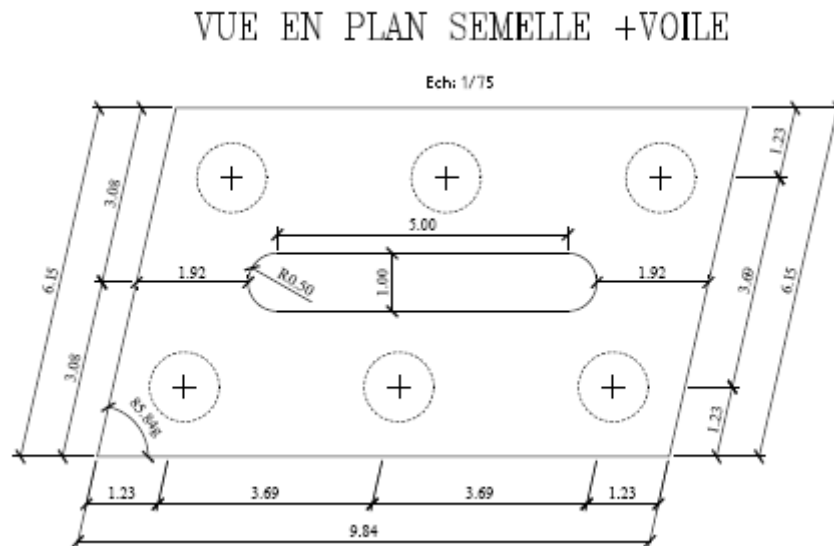
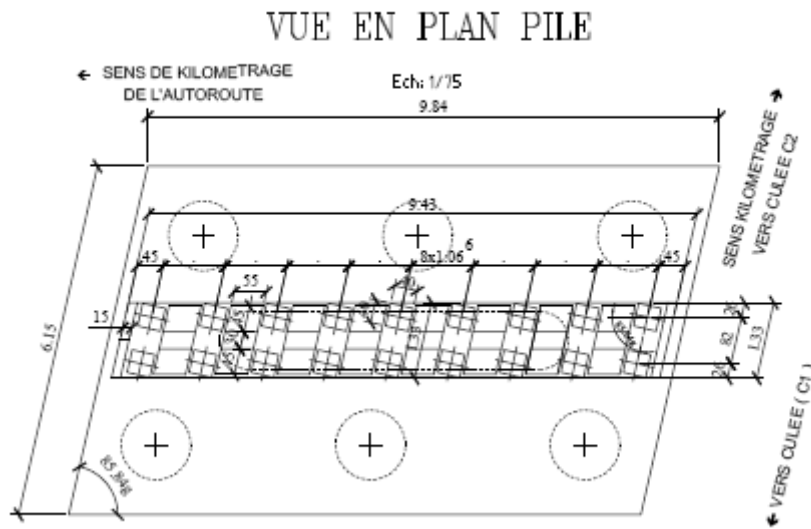


Figure.12.3 : vue en plan.

3.1 Répartition des charges et surcharges :

3.1.1 Charge permanente :

Le poids du tablier $G_T = 453,98 \text{ t}$.

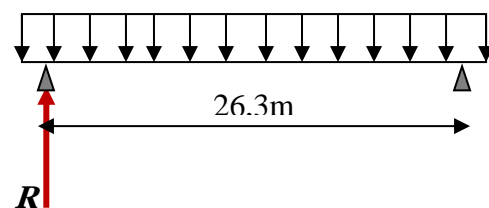
La réaction due à la charge permanente :

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T / 2 = 226,99 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 453,98 \text{ t}$$



3.1.2 Surcharge :

3.1.2.1 Système A(l) :

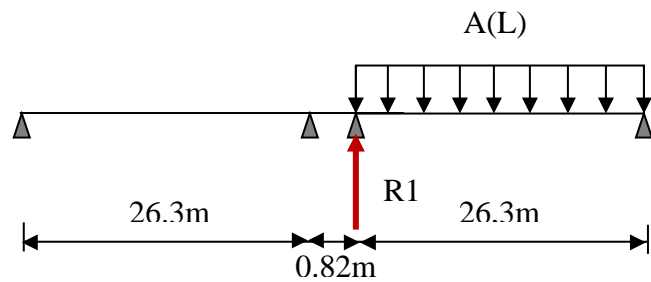
$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + L}$$

$$a_1 = 1 \text{ pour 1vc}$$

$$a_1 = 0,9 \text{ pour 2vc}$$

$$a_2 = 1$$

Il existe 4 cas de chargements :



A- Une seule travée chargée :

$$L = 26,3\text{m.}$$

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 26,3} = 1,1699 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 = 1, a_2 = 1$$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 1,1699 \text{ t/m}^2$$

□ Une seule voie chargée :

$$R_1 = A(l) \times 3 \times \frac{26,3}{2} = 46,15 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times \left(\frac{0,82}{2}\right) = 18,92\text{t. m}$$

□ Deux voies chargées :

$$R_1 = A(l) \times 6 \times \frac{26,3}{2} = 92,3\text{t}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times \frac{0,82}{2} = 37,84 \text{ t. m}$$

B- Deux travées chargées :

$$L' = (26,3 \times 2) + 0,82 = 53,42\text{m}$$

$$A(l') = 0,7803 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 0,7803 \text{ t/m}^2$$

□ Une seule voie chargée :

$$R_1 = (A(l') \times 3 \times 26,3) / 2 = 30,78 \text{ t}$$

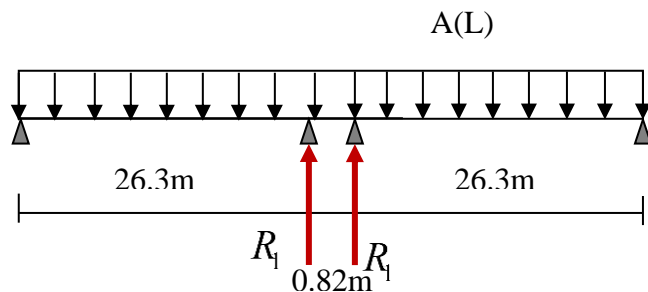
$$R_T = 2 \times R_1 = 61,56 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = 0(\text{symétrie})$$

□ Deux voies chargées :

$$a_1 = 0,9$$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 0,7022 \text{ t/m}^2$$



$$R_T = 2 \times R_1 = (A(l') \times 6 \times 26,3) = 110,80 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

3.1.2.2 Système Bc :

$$\delta_{BC} = 1,097$$

$$b_C = 1,0 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_C = 0,9 \text{ Pour 2VC}$$

Il existe 4 cas de chargements :

A- Une seule travée chargée :

□ Une seule voie chargée : $b_C = 1$.

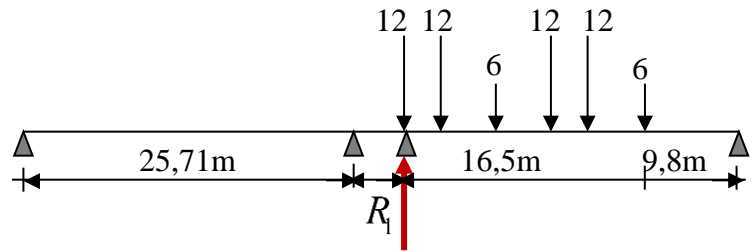
$$26,3 \times R_1 = 6(9,8 + 20,3) + 12(14,3 + 15,8 + 24,8 + 26,3)$$

$$R_1 = 43,92 \times 1,0 \times 1,098$$

$$R_1 = 48,22 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 19,74 \text{ t.m}$$



□ Deux voies chargées : $b_C = 0,9$

$$R_1 = 43,92 \times 2 \times 0,9 \times 1,098$$

$$R_{T1} = 86,80 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 35,55 \text{ t.m}$$

B- Deux travées chargées :

□ Une seule voie chargée : $b_C = 1,0$

$$R_1 \times 26,3 = 6(20,3) + 12(24,8 + 26,3)$$

$$R_1 = 27,94 \times 1,0 \times 1,098$$

$$R_1 = 30,68 \text{ t}$$

$$R_2 \times 26,3 = 6(22,62) + 12(18,12 + 16,62)$$

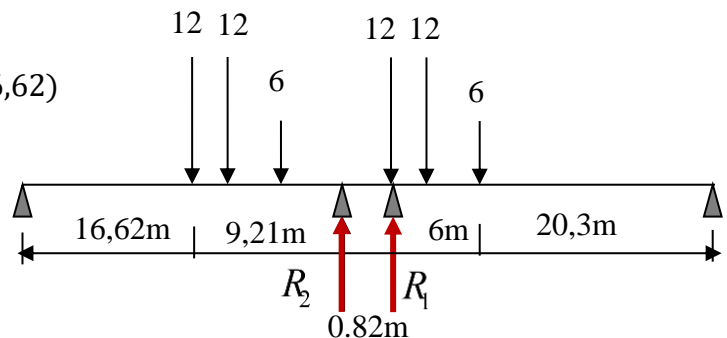
$$R_2 = 21,01 \times 1,0 \times 1,098$$

$$R_2 = 23,07 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 53,75 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 3,12 \text{ t.m}$$



□ Deux voies chargées : $bc = 0,9$

$$R_1 = 2 \times 27,94 \times 0,9 \times 1,098$$

$$R_1 = 55,22 \text{ t}$$

$$R_2 = 2 \times 21,01 \times 0,9 \times 1,098$$

$$R_2 = 41,52 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 96,74 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 5,62 \text{ t.m}$$

3.1.2.3 Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = 1,098$$

Il y a deux cas :

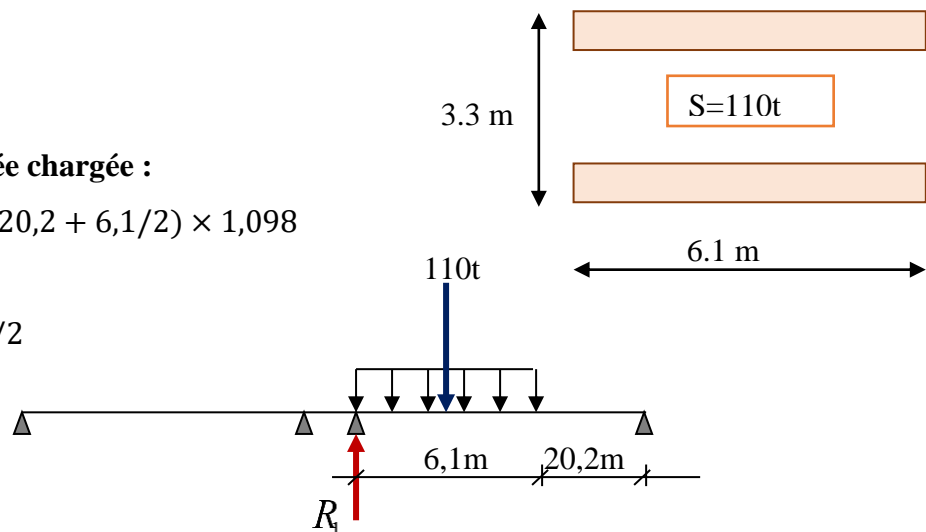
A- Une seule travée chargée :

$$26,3 \times R_1 = 110 \times (20,2 + 6,1/2) \times 1,098$$

$$R_1 = 106,77 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 43,77 \text{ t.m}$$



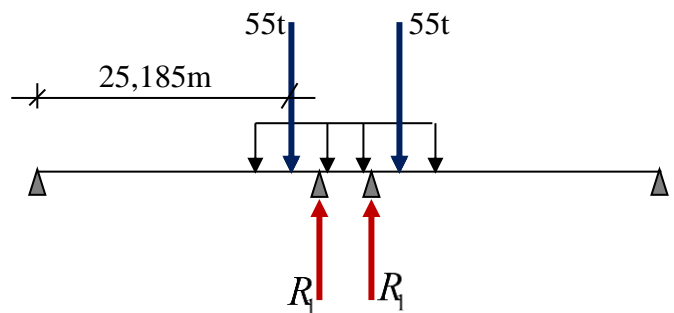
B- Deux travées chargées :

$$26,3 \times R_1 = 55 \times (25,185) \times 1,098$$

$$R_1 = 57,829 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 115,65 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



3.1.2.4 Surcharge sur trottoir :

Nous avons quatre cas :

A- Une seule travée chargée :

□ Un trottoir chargée :

$$P = 0,2625 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0,2625 \times \frac{26,3}{2} = 3,452 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 3.452 \times \frac{0,82}{2} = 1.415$$

□ Deux trottoirs chargés :

$$P = 0,525 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0,525 \times \frac{26,3}{2} = 6,904$$

$$M_{LONG} = 0$$

B- Deux travées chargées :

□ Un trottoir chargé :

$$P = 0,2625 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0,2625 \times \frac{53,42}{2} = 7.011 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0$$

□ Deux trottoirs chargés :

$$P = 0,525 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0,525 \times \frac{53.42}{2} = 14.022$$

$$M_{LONG} = 0$$

3.1.2.5 La réaction minimale sous le système Bc :

Nous avons deux cas :

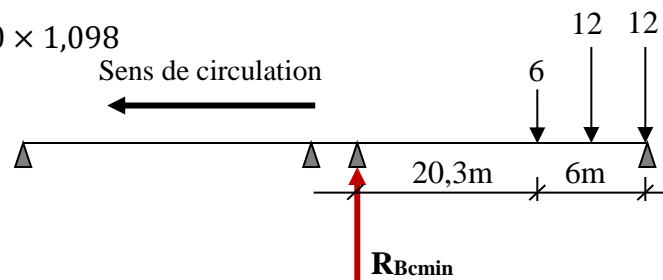
1^{er} cas :

$$26,3 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1,0 \times 1,098$$

$$R_{BCmin} = 2,25 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 0,92 \text{ t.m}$$



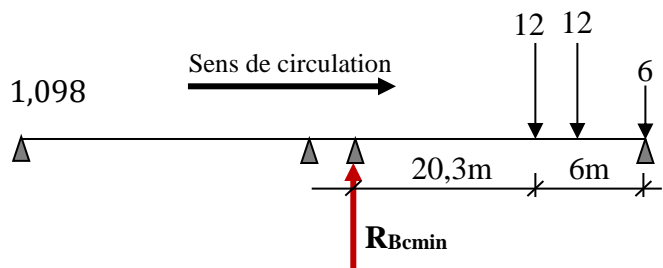
2^{ème} cas :

$$26,3 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1,0 \times 1,098$$

$$R_{BCmin} = 5,26 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 0,82/2$$

$$M_{LONG} = 2.156 \text{ t.m}$$



3.1.2.6 Tableaux récapitulatifs :

A- Une seule travée chargée :

		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(l)	1VC	46,15	18,92
	2VC	92,3	37,84
Bc	1VC	48,22	19,74
	2VC	86,80	35,55
Trottoir	1VC	3.452	1,415
	2VC	6.904	0
R _{BCmin} ←		2,25	0.922
Mc120		106,77	43,77

Tableau.12.1: moment longitudinal pour une seule travée chargée.

B- Deux travées chargées :

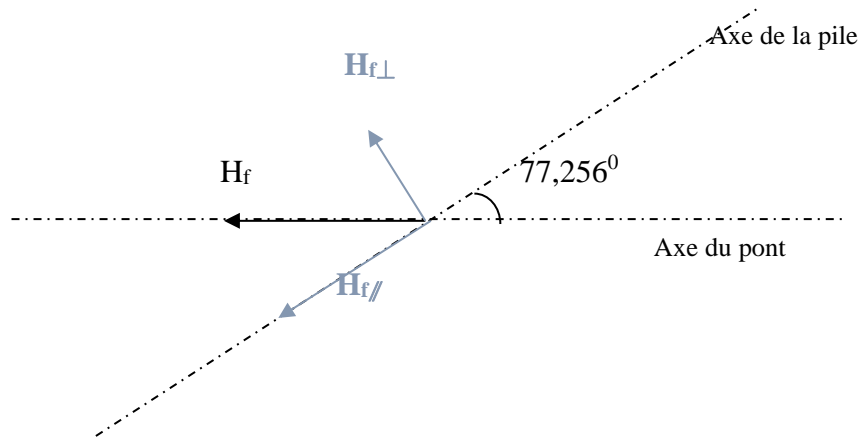
		R(t)	M _{LONG} (t.m)
A(l)	1VC	61,56	0
	2VC	110,8	0
Bc	1VC	53,75	3,12
	2VC	96,74	5,62
Trottoir	1VC	7.011	0
	2VC	14.022	0
Mc120		115,65	0

Tableau 12.2: moment longitudinal pour deux travées chargées.

12.4.2. Les efforts horizontaux :

Chaque effort horizontal sera décomposé en :

- Une composante parallèle à l'axe de la pile : $H_{//} = H \times \cos 77,256$
- Une composante perpendiculaire à l'axe de la pile : $H_{\perp} = H \times \sin 77,256$



A- Freinage :

- **Système A(L) :**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{53,42 + 12} = 0,7803 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (26,3 \times 2 + 0,82) \times 6 = 320,52 \text{ m}^2$$

$$A = 0,7803 \times 0,9 \times 1 \times 320,52 = 225,09 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 320,52} \times 225,09$$

$$H_{A(l)} = 10,65 \text{ t}$$

$$H_{//} = 10,65 \times \cos 77,256 = 2,35 \text{ t}$$

Soit : 1,175 t par appuis.

$$H_{\perp} = 10,65 \times \sin 77,256 = 10,38 \text{ t}$$

Soit : 5,19 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)//} = 1,175 \times (0,15 + 1,20 + 5,961 + 1,5) = 10,35 \text{ t.m}$$

$$M_{A(l)\perp} = 5,19 \times (0,15 + 1,20 + 5,961 + 1,5) = 45,73 \text{ t.m}$$

- **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_b = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15\text{t}$

$$H_{//} = 15 \times \cos 77,256 = 3,3\text{t}$$

$$H_{\perp} = 15 \times \sin 77,256 = 14,63\text{t}$$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{A(l)//} = 3,3 \times (0,15 + 1,20 + 5,961 + 1,5) = 29,08 \text{ t.m}$$

$$M_{A(l)\perp} = 14,63 \times (0,15 + 1,20 + 5,961 + 1,5) = 128,90 \text{ t.m}$$

- **B- Séisme :**

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{\text{SUP}} = 453,98 \text{ t.}$$

- Le poids des dés d'appuis et *des plots parasismiques*:

$$P_d = [(0,4 \times 0,4 \times 0,15) \times 18 + (0,55 \times 0,44 \times 0,50) \times 16] \times 2,5 = 5,92 \text{ t}$$

- Le poids du chevêtre et de la murette :

$$P_c = \left[(9,43 \times 0,6) \times \left(1,33 + \frac{1,33 + 1,1}{2} \right) + 2 \times (1,33 \times 1,2 \times 0,15) \right] \times 2,5 = 37,20 \text{ t}$$

- Le poids du voile :

$$P_{fu} = \left[(5 \times 1) + \left(\pi \times \frac{0,5^2}{2} \right) \times 2 \right] \times 5,961 \times 2,5 = 86,22\text{t}$$

- Le poids de la semelle :

$$P_s = 6 \times 9,84 \times 1,5 \times 2,5 = 221,4 \text{ t}$$

- Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 2 \times [9,84 \times 6 - ((5 \times 1) + \left(\pi \times \frac{0,5^2}{2} \right) \times 2)] \times 1,8 = 191,72 \text{ t}$$

- Le poids total de la pile :

$$P_T = P_d + P_c + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 5,92 \text{ t} + 37,20\text{t} + 86,22 \text{ t} + 221,4 \text{ t} + 191,72 = \mathbf{542,46 \text{ t}}$$

$$\text{Le poids total} = 453,98 + 542,46 = \mathbf{996,44\text{t}}$$

- **C- L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 996,44 = 249,11 \text{ t}$$

D- L'effort sismique vertical :

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 996,44 = 896,8 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 996,44 = 1096,08 \text{ t}$$

E- Le moment dû à l'effort sismique :

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{S\text{VOI}} \times Y_{\text{VOI}} + F_{S\text{SOL}} \times Y_{\text{SOL}} + F_{S\text{Se}} \times Y_{\text{Se}})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 \times (453,98 \times 8,811 + 36 \times 8,079 + 86,22 \times 4,48 + 191,72 \times 2,5 + 221,4 \times 0,75) = 1330,62 \text{ t.m}$$

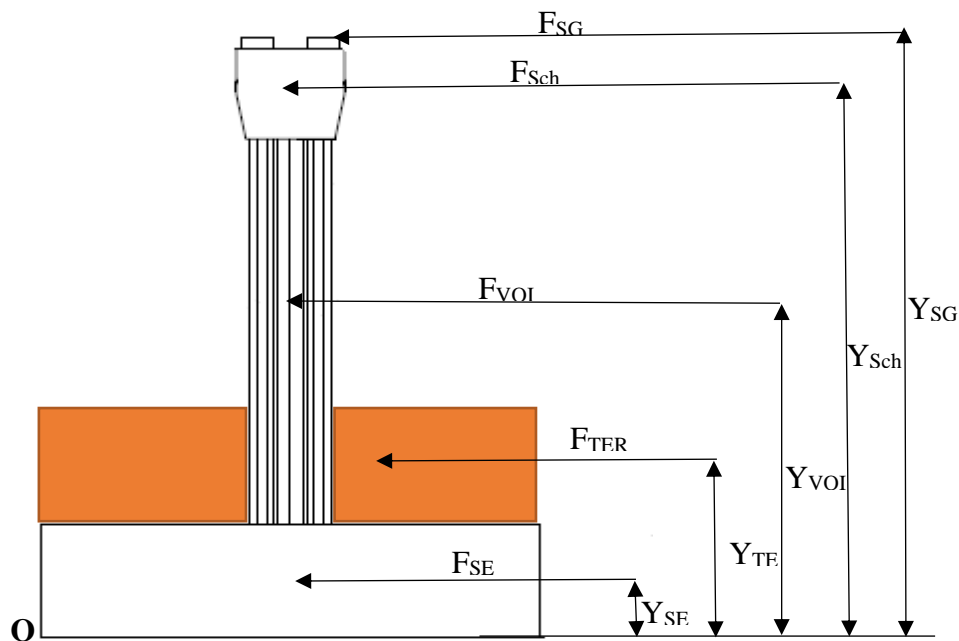


Figure.12.4 : Charge appliquée à la semelle.

4 Etude du chevêtre :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre encastree au fut.

On considère que le chevêtre est soumis à des charges uniformément répartie et des charges concentrées.

4.1 Calcul des sollicitations :**4.1.1 Charge répartie (poids propre) :**

$$\text{ELU : } G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 5.325 \text{ t/ml.}$$

ELS : $G_{rep} = G_{ch} = 3,94t/ml.$

4.1.2 Charges concentrées (tablier + surcharges) :

D'après les tableaux récapitulatifs 1 et 2 les surcharges maximales sont :

- **Comb1** : système A(l) (2 travées chargée et 2 voies chargées) $R_{A(l)} = 110,8 t.$

Donc : $R_{A(l)} = \frac{110,8}{18} = 6,15t/appui.$

- **Comb2** : convoi Mc120 (2 travées chargées) $R_{MC120} = 115,65t.$

Donc : $R_{A(l)} = 115,65/18 = 6,425t/appui.$

Avec :

- **R₁** : charge permanente due de poutre de rive : $R_1 = 2,4944 \times 27 = 67,35 t$
- **R₂** : charge permanente due de poutre à coté de rive: $R_2 = 1,8138 \times 27 = 48,97 t$
- **R₃** : charge permanente due de poutre intermédiaire $R_3 = 1,5876 \times 27 = 42,86 t$

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
I	$1,35 G + 1,6[Max(A, B) + Tr]$	$G + 1,2[Max(A, B) + Tr]$
II	$1,35 G + 1,35Max[M_{C120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{C120}, D_{240}]$

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U (t)</i>			<i>E. L. S (t)</i>		
	<i>R₁</i>	<i>R₂</i>	<i>R₃</i>	<i>R₁</i>	<i>R₂</i>	<i>R₃</i>
I	135,5177	110,7047	102,4562	100,7964	82,4164	76,3064
II	128,5497	103,7367	95,4882	95,222	76,842	70,732

Tableau 12.3: combinaison des charges concentrées

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 1

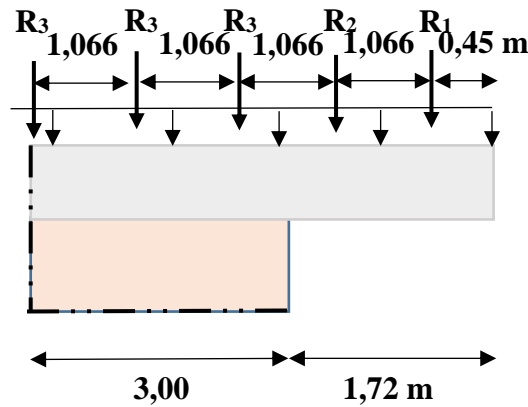


Figure.12.5 : sollicitation sur chevêtre.

Pour calculer les efforts internes (M, T), on utilise la méthode de **R.D.M**, qui nous a données les résultats suivants :

combinaisons	E. L. U	E. L. S
M (t.m)	-202,80	-150,48
T(t)	255,043	189,215

Tableau.12.4:efforts sur chevêtre.

4.2 Calcul de ferrailage

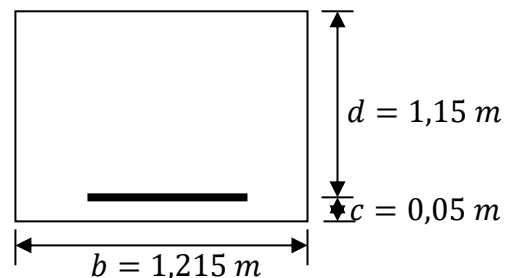
4.2.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27$ MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,215 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d_1 = 1,15 \text{ m} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

$$A_s = 6,77 \text{ cm}^2$$

4.2.2 Condition de non fragilité

$$A_{S_{\min}} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{S_{\min}} > 0,23 \frac{1,215 \times 1,15 \times 2,22}{500} = 14,27 \text{ cm}^2$$

$A_{S_{\min}} > A_s$, donc : On adopte : **5HA20 (15,71 cm²)**

4.2.3 Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T = 255,043 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{255,043 \times 10^{-2}}{1,215 \times 1,15} = 1,825 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,825 - 0,3 \times 2,22) \times 1,215}{0,8 \times 500} = 0,352 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

4.2.4 Le pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,9125 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,9125 \times 1,215}{500} = 0,222 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,352 > 0,222 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,352 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

4.2.5 Choix des armatures :

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{MIN} \{ 20 ; 34,28 ; 121,5 \}$$

$$\varnothing_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 10 cm.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,352 \quad A_t = 0,352 \times 15 = \mathbf{5,28 \text{ cm}^2}$$

4.3 Etude de la torsion du chevêtre :

La poutre à section se comporte comme des sections tubulaires vis à vis de la résistance à la torsion. la partie inférieure ne contribuent pas à la résistance.

La torsion du chevêtre est due à la l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Donc : pour satisfaire, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente.

Le moment de torsion : $M_t = R \cdot e$

R : La réaction due au système Mc120 dans le cas d'une travée chargée

4.3.1 Calcul du moment de torsion :

$$R_{max} = R(Mc120) = 106,77t$$

$$M_t = R \cdot e = \left(\frac{106,77}{9}\right) \times 0,41 = 4,86 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console :

$$M_u = 1,35 \cdot M_t$$

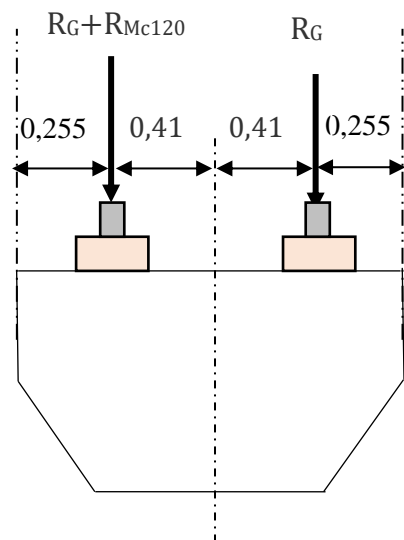
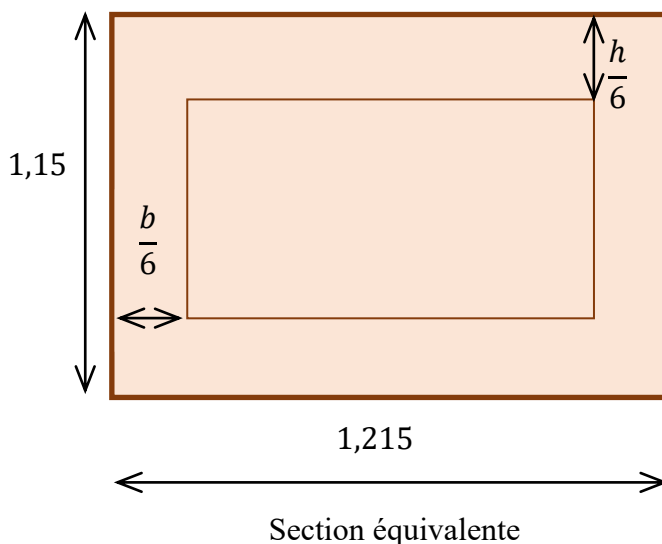


Figure.12.6 : Coupe transversale du chevêtre.

4.3.2 Les armatures longitudinales

$$A_L = \frac{v \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi – épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour

$$v = 2 \times \left[\left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) + \left(1,215 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) \right]$$

$$v = 3,22 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) \left(1,215 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) = 0,648 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35 \cdot M_t = 1,35 \times 4,86 = 6.561 \text{ t.m}$$

$$A_L = \frac{3,22 \times 6.561 \times 10^{-2}}{2 \times 0,648 \times \frac{500}{1,15}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 4 HA12 (12,31 cm}^2 \text{)}$$

4.3.3 Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{6,561 \times 10^{-2}}{2 \times 0,648 \times \left(\frac{500}{1,15} \right)} = 1,164 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,000116 \text{ cm.}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 15 \times 0,000116 = 0,00175 \text{ cm}^2.$$

4.3.4 Les armatures du chevêtre

➤ **AS super** : $A_S = 14,27 \text{ cm}^2$; Soit 5HA20 = 15,71 cm²

➤ **AS inf** : on prend 4HA 14 = 6,16 cm²

➤ **AS tran** : $A_S = 5,28 + 0,00175 = 5,28$; soit 2cadre HA14 = 6,16 cm² St 15

➤ **AS torsion** : $A_S = 3,75 \text{ cm}^2$; soit 4HA12 = 4,52 cm²

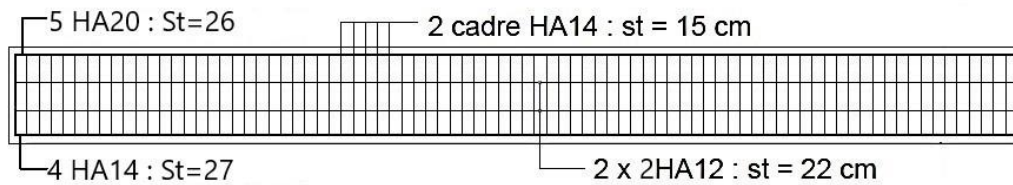


Figure.12.7 : Schéma de ferrailage de chevêtre.

5 Etude du voile :

Le voile est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges).

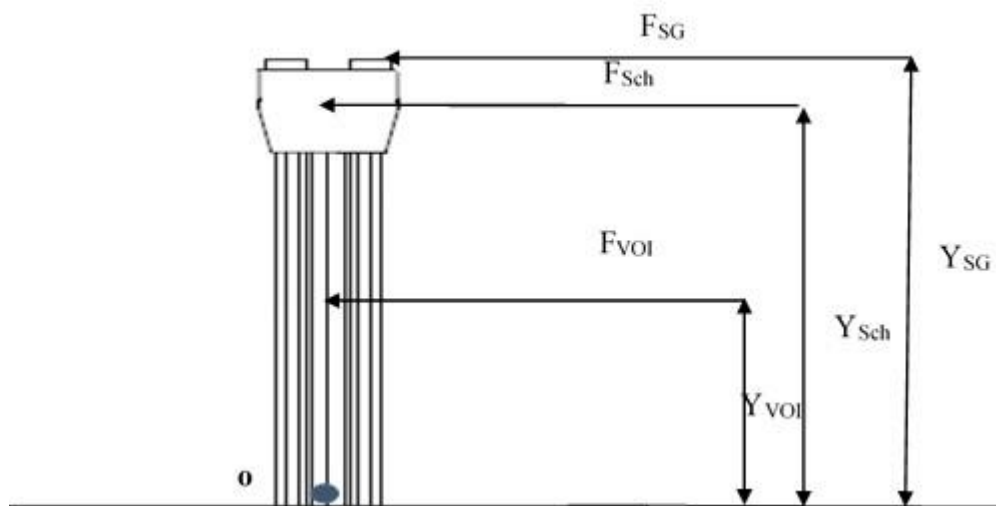


Figure.12.8 : Charge appliquée au voile.

5.1 Calcul des sollicitations :

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier et le chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

5.1.1 Le poids du fut :

$$G_f = 86,78 \text{ t}$$

A- Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{6} = \frac{453,98}{6} = 75,66 \text{ t/ml}$$

B- Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{6} = \frac{36}{6} = 6 \text{ t/ml}$$

C- Pour les surcharges :

$$q = \frac{R_i}{6}. \text{ (les valeurs de } R_i \text{: voir tab1 et tab2.)}$$

5.1.2 Réaction du au poids du tablier et de chevêtre :

$$R_{\text{tab}} = 453,98 \text{ t.}$$

$$R_{\text{ch}} = 36 \text{ t}$$

$$G = G_{\text{voi}} + R_{\text{tab}} + R_{\text{ch}} = 86,22 + 453,98 + 36 = 576,2\text{t.}$$

$$G = 576,44 \text{ t.}$$

5.1.3 Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1travée chargé	2travée chargé
A(l) +Tr	1VC	49,602	68,571
	2VC	99,204	124,822
Bc +Tr	1fil	51,672	60,761
	2fil	93,704	110,762
Bc min		2,25	/
Mc120		106,77	115,65

Tableau.12.5: Réaction dues aux surcharges.

5.1.4 Le freinage :

A- Système A(L) :

Exemple de calcul pour 02travée chargée, 02voies chargée (le cas le plus défavorable) :

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{53,42 + 12} = 0,7803 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (26,3 \times 2 + 0,82) \times 6 = 320,52 \text{ m}^2$$

$$A = 0,7803 \times 0,9 \times 1 \times 320,52 = 225,09 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 320,52} \times 225,09$$

$$H_{A(l)} = 10,65 \text{ t}$$

$$H_{//} = 10,65 \times \cos 77,256 = 2,35 \text{ t}$$

Soit : 1,175 t par appuis.

$$H_{\perp} = 10,65 \times \sin 77,256 = 10,38 \text{ t}$$

Soit : 5,19 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)//} = 1,175 \times (0,15 + 1,20 + 5,961) = 8,27 \text{ t.m}$$

$$M_{A(l)\perp} = 5,19 \times (0,15 + 1,20 + 5,961) = 36,54 \text{ t.m}$$

Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 26,3m.

	$H_{A(L)}(t)$	$H_{//}$	H_{\perp}	$M_{//}$	M_{\perp}
1vc	4,55	1,00	4,44	3,67	13,41
2vc	8,08	1,78	7,89	6,52	28,83

Tableau 12.6: Moment pour une travée chargée.

Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 53,42m.

	$H_{A(L)}(t)$	$H_{//}$	H_{\perp}	$M_{//}$	M_{\perp}
1vc	6,08	1,34	5,93	4,90	21,67
2vc	10,65	2,35	10,38	8,27	36,54

Tableau 12.7: Moment pour deux travées chargées.

B- Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal $30/2 = 15 \text{ t}$.

$$H_{//} = 15 \times \cos 77,256 = 3,31 \text{ t}$$

$$H_{\perp} = 15 \times \sin 77,256 = 14,63 \text{ t}$$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{A(L)//} = 3,31 \times (0,15 + 1,20 + 5,961) = 24,20 \text{ t.m}$$

$$M_{A(L)\perp} = 14,36 \times (0,15 + 1,20 + 5,961) = 104,98 \text{ t.m}$$

			H//	H \perp	M//	M \perp
A(L)	1trav	1vc	1,00	4,44	3,67	13,41
		2vc	1,78	7,89	6,52	28,83
	2trav	1vc	1,34	5,93	4,90	21,67
		2vc	2,35	10,38	8,27	36,54
Bc			3,31	14,63	24,20	104,98

Tableau.12.8: Moment crée par freinage

C- Le séisme :

➤ L'effort sismique horizontal pour la fut :

Tablier : $F_{tH} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 453,98 = 153,495 \text{ t.}$

Chevêtre: $F_{chH} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,25 \times 36 = 9,00 \text{ t.}$

Fut : $F_{fuH} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,25 \times 86,22 = 21,555 \text{ t.}$

sol sur semelle : $F_{terH} = \varepsilon_h \cdot G_{ter} = 0,25 \times 191,72 = 47,93 \text{ t.}$

$F_{H\text{tot}} = 231,48 \text{ t.}$

➤ L'effort sismique vertical :

$G_T = R_{tab} + R_{fu} + R_{ch} = 576,20 \text{ t}$

Minimal : $F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 576,2 = 518,58 \text{ t}$

Maximal : $F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 576,44 = 633,82 \text{ t}$

➤ Le moment dû à l'effort sismique horizontal :

$M_{FS/0} = (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{fuH} \times Y_{fu} + F_{terH} \times Y_{ter})$

$M_{FS/0} = (153,495 \times 7,311 + 9 \times 6,579 + 21,555 \times 2,9805 + 47,93 \times 1)$

$M_{FS/0} = 1337,52 \text{ t.m.}$

5.2 Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal N et le moment longitudinal M_{long} qui se résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant *SECOTEC*.

5.2.1 Conditions normales

Combinaison 01 : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] + trottoir.

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{//} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein//} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot}$$

$$M_{\perp} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein\perp} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot}$$

Combinaison 02 : G + Mc120

$$N = G + R(M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(M_{C120})$$

			N(t)	M _{//}	e (m)	As (cm ²)	M _⊥	e (m)	As (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	1046,042	38,408	0,037	0	53,992	0,052	0
		2vc	1095,644	70,976	0,065	0	106,672	0,097	0
	Bc	1file	1048,112	187,32	0,179	0	201,816	0,193	0
		2files	1090,144	262,624	0,241	0	277,12	0,254	0
		Bcmin	998,69	157,2112	0,157	0	171,7072	0,172	0
M _{C120}			1103,21	92,097	0,083	0	0,083	0,0833	0
02 tav	A(l)	1vc	1065,011	7,84	0,007	0	34,672	0,033	0
		2vc	1121,262	13,232	0,012	0	58,464	0,052	0
	Bc	1file	1057,201	158,464	0,150	0	172,96	0,164	0
		2files	1107,202	162,464	0,147	0	176,96	0,160	0
M _{C120}			1112,09	0	0	0	0,000	0	0

Tableau.12.9: combinaison 01 et 02

5.2.2 Conditions sismique

➤ Séisme perpendiculaire à l'axe de la pile :

Combinaison 03 : G+E_⊥.

$$N = F_{Vmin} = 518,58 \text{ t. } M_{\perp} = 1337.52 \text{ t. m}$$

$$A_S = 305,54 \text{ cm}^2$$

Combinaison 04 : G+E_⊥+A(L) (ou Bc)) + trottoir.

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{\perp} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}\perp} [A(L)(\text{ou Bc})] + M_{\text{trot}}$$

$$M_{//} = 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

			N(t)	M _{//}	e (m)	As (cm ²)	M _⊥	e (m)	As (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	926,5612	14,403	0,01554457	0	1357,767	1,46538297	265,993
		2vc	956,3224	26,616	0,02783162	0	1377,522	1,44043682	267,533
	Bc	1file	927,8032	27,213	0,02933057	0	1413,201	1,52316892	279,279
		2files	953,0224	35,85	0,03761716	0	1421,838	1,49192506	278,622
		Bcmin	898,15	15,5958	0,01736436	0	1401,5838	1,56052308	279,697
02 tav	A(l)	1vc	937,9426	2,94	0,00313452	0	1350,522	1,43987702	262,999
		2vc	971,6932	4,962	0,00510655	0	1359,444	1,39904653	261,482
	Bc	1file	933,2566	16,392	0,0175643	0	1402,38	1,50267354	276,065
		2files	963,2572	17,892	0,01857448	0	1403,88	1,45743006	273,159

Tableau.12.10: combinaison 04.

➤ *Séisme parallèle à l'axe de la pile :*

Combinaison 05 : G+E_{//}.

$$N = F_{V\text{min}} = 884,007 \text{ t.}$$

$$M_{//} = 1337.52 \text{ t. m.}$$

$$M_{\perp} = 0 \text{ t. m.}$$

$$A_s = 305,54 \text{ cm}^2$$

Combinaison 06 : G+E_{//}+A(L) (ou Bc).

$$N = F_{V\text{min}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\perp} = 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}\perp} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{//} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

			N(t)	M _{//}	e (m)	As (cm ²)	M _⊥	e (m)	As (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	926,5612	1351,923	1,45907577	0	20,247	0,02185177	0
		2vc	956,3224	1364,136	1,42643945	0	40,002	0,04182899	0
		1file	927,8032	1364,733	1,4709294	0	75,681	0,0815701	0

	Bc	2files	953,0224	1373,37	1,44106791	0	84,318	0,08847431	0
		Bcmin	898,15	1353,1158	1,50655882	0	64,0638	0,07132862	0
02 tav	A(l)	1vc	937,9426	1340,46	1,42914929	0	13,002	0,01386226	0
		2vc	971,6932	1342,482	1,3815904	0	21,924	0,02256268	0
	Bc	1file	933,2566	1353,912	1,45073927	0	64,86	0,06949857	0
		2files	963,2572	1355,412	1,40711328	0	66,36	0,06889126	0

Tableau.12.11: combinaison 06.

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par *SOCOTEC* est donnée par le cas de condition sismique (séisme perpendiculaire à l'axe de pile), Combinaison 04 (cas de B_{cmin}).

$$\text{Avec: } \begin{cases} e = 1,56 \text{ m.} \\ A_S = 279,697 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

5.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}$$

$$i = 0,288 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 5,961 = 4,17 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4,17}{0,288} = 14,48$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 1,56}{1}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 14,48 < \lambda' = 100: \text{ Pas de risque de flambement}$$

5.4 Calcul de ferrailage :

5.4.1 Longitudinal :

➤ Sens \perp :

Les résultats obtenu par *SECOTEC* est :

$$A_{St} = 279,697 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

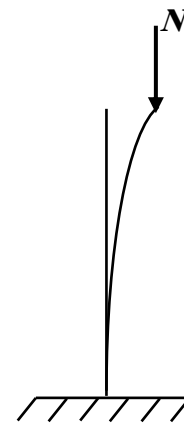


Figure.12.9 : Effet de flambement.

➤ **La section d'armature minimale**

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 150 \text{ cm}^2$$

On a $A_{Smin} < A_{St}$

soit **31 HA 25 (152,21 cm²) ; St= 16 cm**

➤ **Sens // :**

Les résultats obtenu par *SECOTEC* est :

$$A_{St} = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{Smin} > 61,27 \text{ cm}^2$$

soit **2 × 10 HA 20 (62,84 cm²) ; St= 10 cm**

5.4.2 Transversal :

➤ **Sens ⊥ :**

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{htot} + 0,6 \times H_{f \perp Bc} = 231,48 + 0,6 \times 14,36 = 240,096 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{240,096 \times 10^{-2}}{6 \times 0,90} = 0,445 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,445 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

A- Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{long}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1000}{35}, 32, \frac{6000}{10} \right\} = 28,5 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 28,5 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 16$

B- Espacement :

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

C- Section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,445 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 6 = -0,00066 \text{ m}^2$$

D- Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 6 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

$$\text{On fixe : } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 20 \times 0,48 = 9,6 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA } 16 (24,13 \text{ cm}^2)$

➤ Sens // :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{\text{htot}} + 0,6 \times H_{f//Bc} = 231,48 + 0,6 \times 3,31 = 233,47 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{233,47 \times 10^{-2}}{1 \times 5,95} = 0,39 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

A- Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{6000}{35}, 32, \frac{1000}{10} \right\} = 32 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 32 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 16$

B- Espacement :

$$S_t \leq \text{MIN} \{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

C- Section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,39 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 1 = -6,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

D- Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,08 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe : $S_t = 20\text{cm} \Rightarrow A_t = 20 \times 0.08 = 1,6\text{cm}^2$.

$A_{t\perp} > A_{t//} \Rightarrow A_t = A_{t\perp} = 9,6\text{cm}^2$.

Soit : $A_t = 5 \text{ HA } 16 \text{ (} 10,05 \text{ cm}^2 \text{)}$

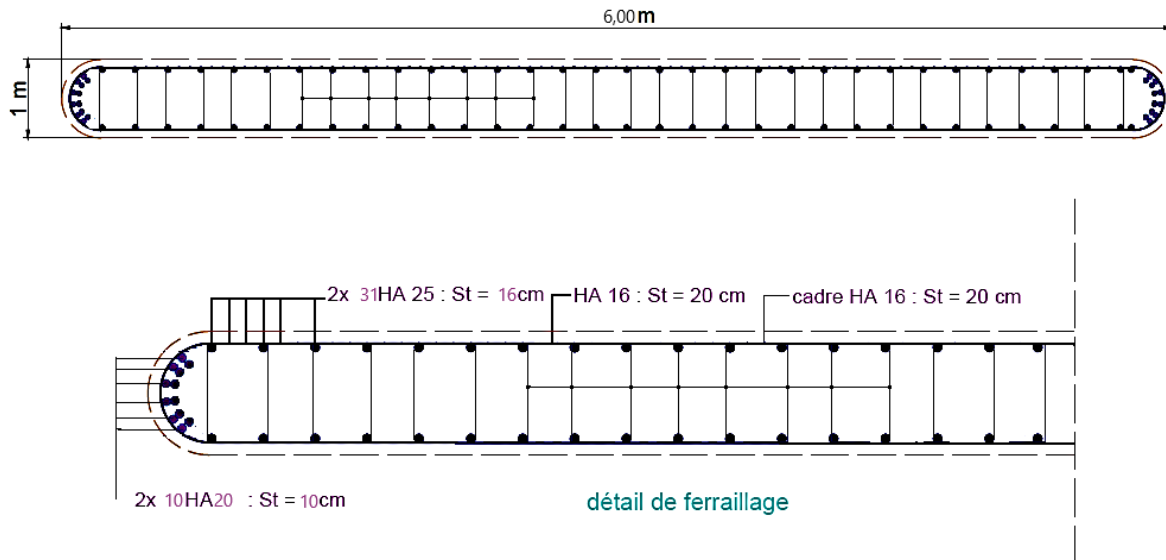


Figure.12.10 : Schéma de ferrailage du mur.

6 Etude de semelle :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui produisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent, des moments.

Pour que ces moments soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastés dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

- Longueur : $D = 9,84 \text{ m}$.
- Largeur : $B = 6\text{m}$.
- Épaisseur : $E = 1,5 \text{ m}$.

6.1 Calcul des charges :

6.1.1 Charges permanentes :

Charge	Poids G (t)
Superstructure	453,98
Dés d'appuis et plot présismique	5,92
Chevêtre	36
voile	86,22
Poids de la semelle	221,4
Poids des terres	191,72
Le poids total de la pile	541,26
Le poids total	541,26 + 453,98 = 995,24

Tableau.12.12: charge permanente sur semelle.

6.1.2 Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2- .

6.1.3 Le freinage :

$$M_{fr} = H_{fr} \times 8,811.$$

			H//	H _⊥	M//	M _⊥
A(L)	1trav	1vc	1,00	4,44	8,811	39,121
		2vc	1,78	7,89	15,684	69,519
	2trav	1vc	1,34	5,93	11,807	52,249
		2vc	2,35	10,38	20,706	91,458
Bc			3,31	14,63	29,164	128,905

Tableau.12.13: moment due au freinage.

A- Le séisme :**➤ L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 995,24 = 248,81 \text{ t}$$

➤ L'effort sismique vertical :

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 995,24 = 895,716 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 995,24 = 1094,764 \text{ t}$$

➤ Le moment dû à l'effort sismique :

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$\frac{M_{FS}}{0} = 0,25 \times (453,98 \times 8,811 + 36 \times 8,079 + 86,22 \times 4,48 + 221,4 \times 0,75 + 191,72 \times 2,5) = 1330,62 \text{ t.m}$$

6.2 Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol : $\bar{Q} = 494,18 \text{ t}$

6.2.1 Calcul des combinaisons

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que le convois Mc120 sera combiné avec le séisme.

A- Conditions normales**➤ ELU :****Combinaison 01 :**

$$\mathbf{G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)]}$$

$$N = 1,35 G + 1,6 R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{//} = 1,6((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein//} [A(L)(ou Bc)])$$

$$M_{\perp} = 1,6((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein\perp} [A(L)(ou Bc)])$$

Combinaison 02 :

$$\mathbf{G+ Mc120}$$

$$N = 1,35 G + 1,35 R(M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(M_{C120})$$

			N(t)	M _{//}	M _⊥	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	1422,9372	46,634	95,129	220,617	198,769	249,512	224,802
		2vc	1502,3004	85,638	171,774	241,247	201,531	272,843	227,925
	Bc	1file	1426,2492	80,511	240,096	234,309	186,053	264,997	210,420
		2files	1493,5004	103,543	263,128	247,952	192,232	280,426	217,408
		Bcmin	1347,1740	49,532	209,117	217,636	179,420	246,141	202,919
M _{C120}			1487,7135	59,089	79,771	230,250	208,228	260,406	235,499
02 tav	A(l)	1vc	1453,2876	18,891	83,599	221,721	206,611	250,759	233,671
		2vc	1543,2892	33,129	146,333	240,659	214,199	272,177	242,253
	Bc	1file	1440,7916	51,655	211,239	231,777	192,872	262,132	218,133
		2files	1520,7932	55,655	215,239	244,215	204,013	276,199	230,733
M _{C120}			1499,7015	0	0	221,006	221,005	249,951	249,951

Tableau.12.14: combinaison 01 et 02 a ELU.

➤ ELS :

Combinaison 01 :

G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)]

$$N = G + 1,2 R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{//} = 1,2((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein//} [A(L)(ou Bc)])$$

$$M_{\perp} = 1,2((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein\perp} [A(L)(ou Bc)])$$

Combinaison 02 :

G+ Mc120

$$N = G + R(M_{C120})$$

$$M_{long} = M_{long}(M_{C120})$$

			N(t)	M _{//}	M _⊥	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	1054,7624	34,9752	71,347008	163,630	147,243	185,0603992	166,528
		2vc	1114,2848	64,228296	128,83055	179,102	149,314	202,5589297	168,870
	Bc	1file	1057,2464	60,383292	180,07192	173,899	137,707	196,6743307	155,742
		2files	1107,6848	77,657292	197,34592	184,131	142,341	208,2463719	160,983

		Bcmin	997,9400	37,148892	156,83752	161,394	132,732	182,531988	150,116
M_{C120}			1102,0100	43,77	43,77	169,492	155,307	191,6901223	175,648
02 tav	A(I)	1vc	1077,5252	18,890784	62,699076	164,894	152,688	186,4906543	172,685
		2vc	1145,0264	33,12936	109,74982	179,428	158,049	202,9272888	178,749
	Bc	1file	1068,1532	51,655056	158,42992	173,195	141,625	195,8783664	160,174
		2files	1128,1544	55,655056	215,23989	186,353	146,1512	210,7593052	165,293
M_{C120}			1110,8900	0	0	163,708	163,708	185,148879	185,149

Tableau.12.15: combinaison 01 et 02 a ELS.

A- Conditions sismiques

6.2.2 Conditions sismique

➤ *Séisme perpendiculaire à l'axe de la pile :*

Combinaison 03 : G+E_L.

$$N = F_{Vmin} = 895,716 \text{ t.}$$

$$M_{\perp} = 1330,62 \text{ t.m.}$$

$$M_{//} = 0 \text{ t.m.}$$

$$R_{MAX} = 152.69 \text{ t}$$

$$R_{MIN} = 22,77 \text{ t}$$

Combinaison 04 : G+E_L+A(L) (ou Bc).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\perp} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{frein\perp} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{//} = 0,6(M_{long}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{frein//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

			N(t)	M_{//}	M_⊥	σ_{max}	σ_{min}	R_{MAX}	R_{MIN}
01trav	A(I)	1vc	925,4772	17,4876	1366,2935	232,885	39,884	263,3860	45,10724
		2vc	955,2384	32,114148	1395,0353	240,62118	40,919	135,6089	46,27840
	Bc	1file	926,7192	30,191646	1420,656	238,020	35,115	132,9029	39,71427
		2files	951,9384	38,828646	1429,293	243,135	37,432	137,197	42,33467
		Bcmin	897,066	18,574446	1409,0388	231,767	32,628	127,2606	36,90101

02 tav	A(l)	1vc	936,8586	7,084044	1361,9695	233,299	42,824	128,8313	48,43320
		2vc	970,6092	12,42351	1385,4949	240,401	45,670	133,6994	51,65150
	Bc	1file	932,1726	19,370646	1409,835	237,069	37,672	131,0053	42,60622
		2files	962,1732	20,870646	1411,335	241,734	41,850	134,4462	47,33145

Tableau.12.16: combinaison 04.

➤ *Séisme parallèle à l'axe de la pile :*

Combinaison 05 : G+E//.

$$N = F_{Vmin} = 895,716t.$$

$$M_{//} = 1330,62 \text{ t.m.}$$

$$M_{\perp} = 0 \text{ t.m.}$$

$$R_{MAX} = 311,412 \text{ t}$$

$$R_{MIN} = 143,794 \text{ t}$$

Combinaison 06 : G+E//+A(L) (ou Bc).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\perp} = 0,6(M_{long}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{frein\perp} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{//} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{frein//} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

			N(t)	M _{//}	M _⊥	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	925,477	1348,108	35,674	263,687	9,082	298,221	10,2718
		2vc	955,238	1362,734	64,415	271,423	10,118	306,970	11,44295755
	Bc	1file	926,719	1360,811	90,036	268,821	4,314	304,028	4,878829036
		2files	951,938	1369,449	98,673	273,937	6,631	309,815	7,499233201
		Bcmin	897,066	1349,194	78,419	262,569	1,826	296,957	2,065571247
02 tav	A(l)	1vc	936,859	1337,704	31,349	264,100	12,023	298,689	13,59775623
		2vc	970,609	1343,044	54,875	271,202	14,869	306,721	16,81605414
	Bc	1file	932,173	1349,991	79,2149	267,871	6,871	302,954	7,770777654
		2files	962,173	1351,491	80,715	272,535	11,049	308,229	12,49600385

Tableau.12.17: combinaison 06.

6.2.3 L'effort revenant à chaque pieu :

- Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :
- Chaque fût ramène un moment est un effort normal.
- L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N}{S_t} \pm \left(\frac{M_l}{w_l} + \frac{M_t}{w_t} \right).$$

$$w_l = \frac{I_x}{y}; w_t = \frac{I_y}{x}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n \cdot S} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \sigma_{i \min}^{\max} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot S} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$y_i = \pm 1,8 \text{ m}$$

Pour réduire les calculs, on remarque que Le pieu le plus sollicité est P1 et le moins sollicité est P8 à cause de l'effet des deux moments.

Les moments Indique dans la figure suivante :

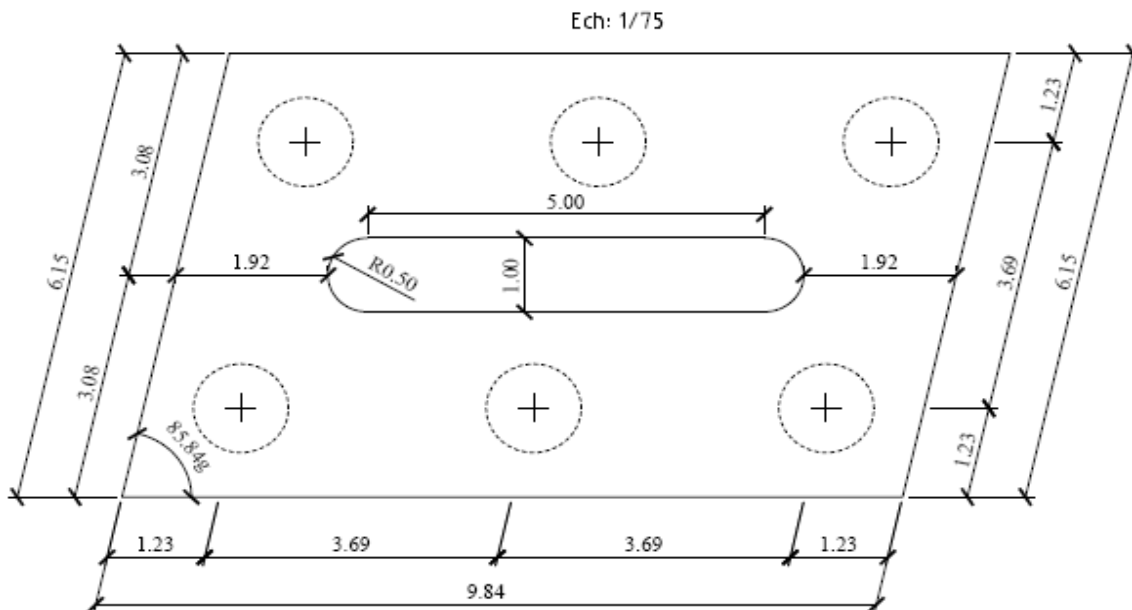


Figure.12.11 : semelle -vue en plan-

6.3 Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

- $R_{max} = 309,815 t$
- $R_{min} = 2,065 t$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = 494,18 t$

- $R_{max} < \bar{Q}$ Pas de risque de tassement.
- $R_{min} > 0$ Pas de risque de soulèvement.

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

6.4 Ferrailage de la semelle :

$R_{MAX} = 309,815 t$

$N = 951,938 t$

$M_{LONG} = 1369,449 t.m$

$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{1369,449}{951,938} = 143,859 cm$

$b/6 = 100/6 = 16 cm$

$e_0 > \frac{b}{6}$

On applique la méthode des moments

$f_{c28} = 27MPa$

$f_e = 500 MPa$

Fissuration préjudiciable

On a : $R_{max} = 309,815 t$

$M_1 = R_{MAX} \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b \right)$

$M_1 = 309,815 \times \left(\frac{3.69}{2} - 0.35 \times 1 \right) = 436,173 t.m$

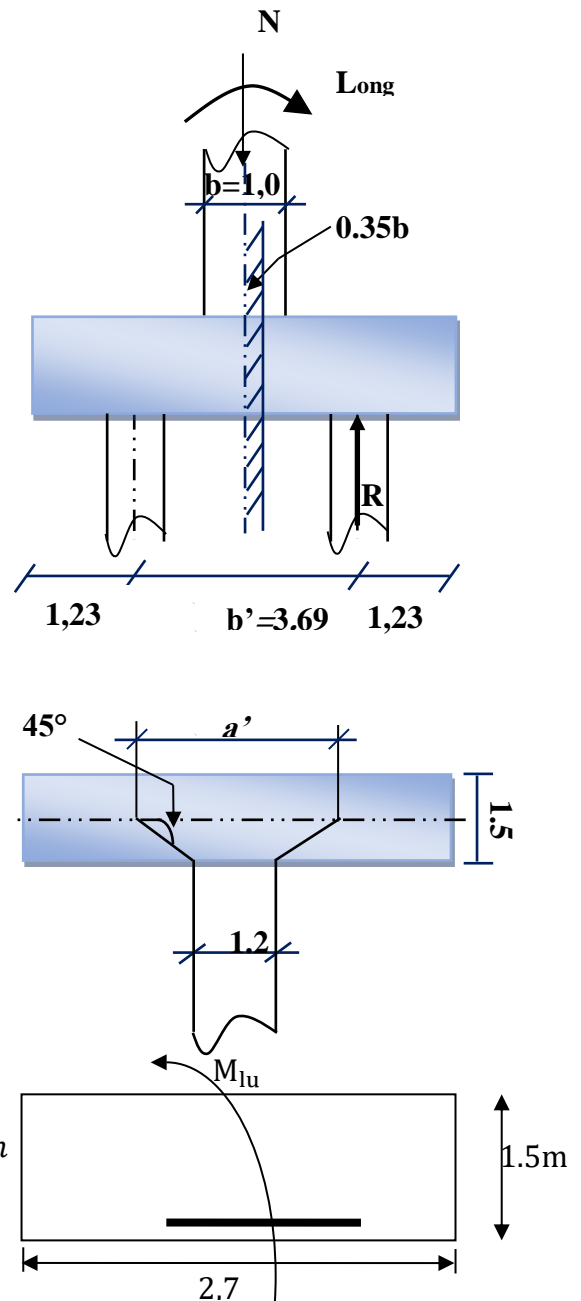
a' : Est au feuillet moyenne avec

$a' = \phi_{pieu} + 2(\tan 45 \times \frac{h}{2}) = 1.2 + 0.75 \times 2$

$a' = 2.7m$

Après calcul par logiciel SOCOTEC, on a obtenu la section

$A_{ti} = 71,07 cm^2$; soit **15HA25 = 73,63 cm²** ; $S_T = 18 cm$



- *Les armatures supérieures*

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{71,07}{10} = 7,107 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2, S_T = 40 \text{ cm}$$

b. les armatures longitudinales

- *Les armatures inférieures*

$$A_{ti} = \frac{A_{ti}}{3} = \frac{71,07}{3} = 23,69 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 25 = 18,85, S_T = 50 \text{ cm}$$

- *Les armatures supérieures*

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{71,07}{10} = 7,151 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2, S_T = 60 \text{ cm}$$

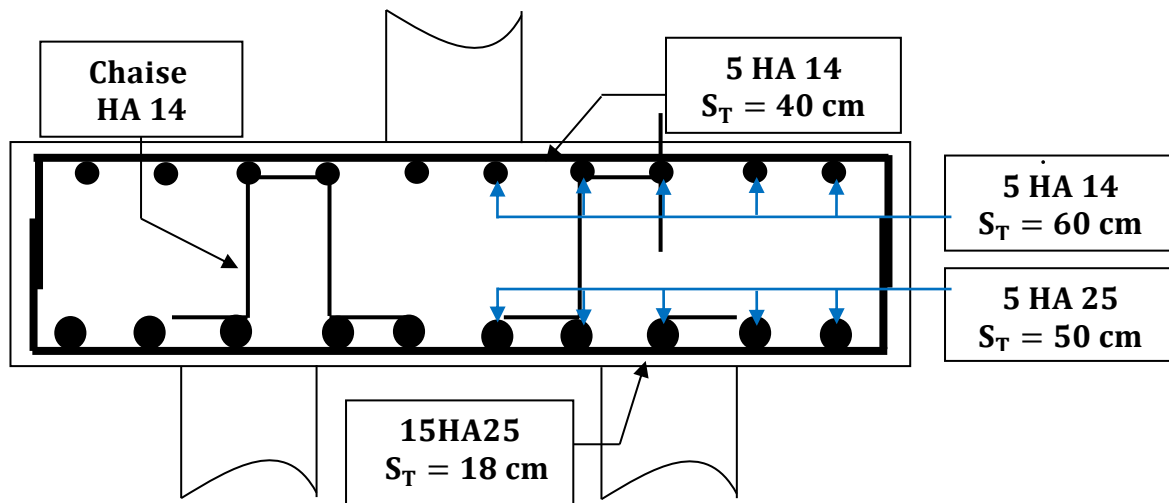


Figure.12.12: Ferrailage de la semelle - Coupe transversale - .

7 Étude des pieux sous pile

On considère une fondation reposant sur Deux files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1

x : Nombre de pieux sous la file 2

d : Entraxe des files

Pour notre cas : $n = x = 4$ pieux

Pour le calcul du comportement mécanique des pieux on utilisant la méthode du coefficient d'élasticités croisées.

7.1 Coefficient d'élasticité des pieux :

En introduisant les coefficients d'élasticité de chaque pieu, P_1, P_2, P_3 et μ nous allons en préciser la signification et les valeurs dans certains cas.

7.1.1 Coefficient d'élasticité longitudinal

Il s'agit du rapport entre l'effort normal appliqué et la déformation correspondante du pieu. Dans la plupart des cas on doit se contenter de la loi de **HOOKE** pour une longueur d'encastrement à l'effort normal égal à la longueur du pieu. Ce qui donne :

$$\mu = \frac{E \cdot S}{L}$$

E: Est le module de Young du matériau constitutif du pieu.

S: L'aire de sa section.

L : La longueur réelle du pieu. Cette hypothèse est généralement pessimiste bien qu'il arrive que la longueur d'encastrement du pieu soit supérieure à sa longueur réelle, surtout lorsqu'il ne s'appuie pas sur un banc dur.

7.1.2 Coefficients d'élasticité croisés

Ces coefficients dépendent de la géométrie et de la nature du pieu, des caractéristiques géotechniques des terrains et des conditions de liaison du pieu en ses extrémités. Dans le cas général, leur détermination nécessite un calcul électronique.

Nous donnons ci-après leurs valeurs dans l'hypothèse d'un sol homogène dont le module de réaction est K , et pour plusieurs hypothèses de liaison.

On posera :
$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot \emptyset}}$$

L_0 : La longueur de transfert.

I : Étant l'inertie de la section du pieu.

\emptyset : Son diamètre.

7.2 Pieu de longueur infinie

On pourra considérer que le pieu est de longueur infinie dès que: $L \geq 3 \cdot L_0$.

Les valeurs des coefficients d'élasticités croisés sont :

$$P_1 = K \cdot \emptyset \cdot L_0$$

$$P_2 = K \cdot \emptyset \cdot L_0^2$$

$$P_3 = K \cdot \emptyset \cdot L_0^3$$

7.3 Pieu de longueur finie

Pour un pieu de longueur finie dans un sol de module constant des tables reproduites ont été établies permettant de déterminer par simple lecture la valeur des trois paramètres :

r_1 , r_2 et r_3 qui sont liées aux coefficients d'élasticité croisés par les relations :

$$P_1 = r_1 \cdot \frac{E \cdot I}{L^3}$$

$$P_2 = r_2 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2}$$

$$P_3 = r_3 \cdot \frac{E \cdot I}{L}$$

Ces coefficients sont sans dimensions et sont calculables en fonction du rapport :

$$U = \frac{L}{L_0}$$

On peut remarquer que la valeur de U s'approche de 3, les coefficients d'élasticité croisés tendent vers les valeurs précédemment indiquées

- Pieu rigidement encastré dans un substratum sans réaction élastique du sol ($K = 0$):

On a :

$$P_1 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3}$$

$$P_2 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

$$P_3 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L}$$

- Pieu sans réaction élastique du sol sur une certaine hauteur h .

On peut déterminer les coefficients d'élasticité croisés en tête du pieu que l'on appellera R_1 , R_2 , et R_3 . On commence par calculer les coefficients P_1 , P_2 , et P_3 , au niveau de la section du pieu qui sépare les couches non réactive et réactive.

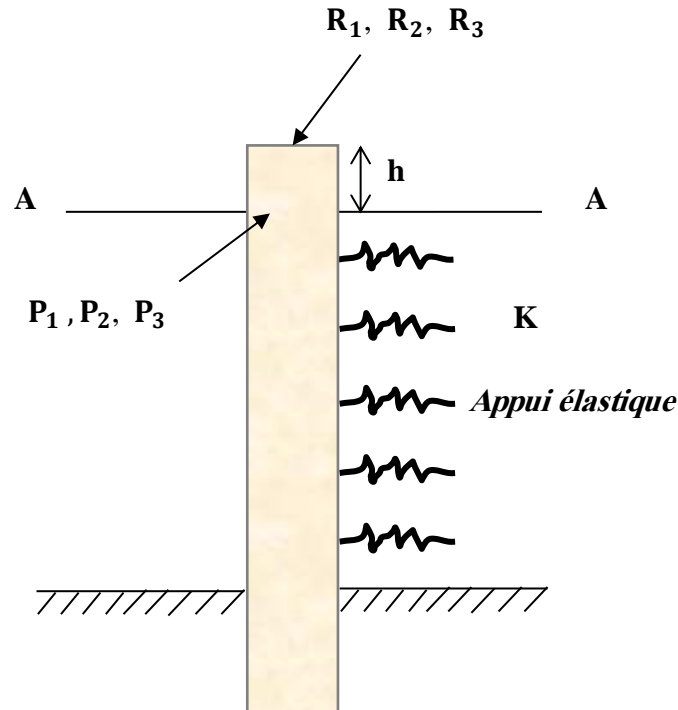


Figure.12.13: réaction de sol sur le pieu .

Appelons T, M l'effort tranchant et le moment fléchissant en tête du pieu, t, m ces mêmes grandeurs dans la section $A-A$. de même X, Ω sont les paramètres de déformations en tête. Et x, w ces mêmes paramètres dans la section $A-A$. On voit aisément que :

$$T=t$$

$$M=-t \cdot h + m$$

Et :

$$x = X + \Omega \cdot h + \frac{T \cdot h^3}{6 \cdot E \cdot I} + \frac{M \cdot h^2}{2 \cdot E \cdot I}$$

$$x = \Omega + \frac{T \cdot h^2}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{M \cdot h}{E \cdot I}$$

Compte tenu de ce que :

$$T = -P_1 \cdot x + P_2 \cdot w$$

$$M = -P_2 \cdot x - P_3 \cdot w$$

On en déduit les valeurs des coefficients croisés R_1, R_2 et R_3 :

$$R_1 = \frac{1}{D} \cdot \left[P_1 + \frac{H}{E \cdot I} (P_1 \cdot P_2 - P_2^2) \right]$$

$$R_2 = \frac{1}{D} \cdot \left[h \cdot P_1 + P_2 + \frac{h^2}{2 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2) \right]$$

$$R_3 = \frac{1}{D} \cdot [h^2 \cdot P_1 + h \cdot P_2 + P_3 + \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2)]$$

- Dans ces formules, nous avons posé :

$$D = 1 + \frac{H}{3 \cdot E \cdot I} (h^2 \cdot P_1 + 3 \cdot h \cdot P_2 + 3 \cdot P_3) + \frac{h^4}{12 \cdot (E \cdot I)^2} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2)$$

Toutes les formules qui viennent d'être explicités trouvent leur utilisé au stade de pré-Dimensionnement. Naturellement, en général, on ne peut considérer qu'un sol traversé par un pieu donne un module constant sur toute la hauteur de celui-ci. Mais on peut très bien appliquer les formules précédentes :

- Lorsque le module de réaction ne varie pas trop en fonction de la profondeur.
- Lorsque le module est très faible et que les pieux sont encastrés dans un substratum rocheux.
- Lorsque le sol comporte principalement deux couches, la première étant mauvaise qualité (K est faible tombe vers zéro) la seconde de bonne consistance et relativement

Homogène.

7.4 Calcul des efforts et déformations le long du fut d'un pieu :

Généralement, les efforts les plus importants sont enregistrés dans la zone des pieux, Cependant, lorsqu'il y a des efforts parasites (frottement négatif ou poussées latérales) il peut être nécessaire de connaître les efforts de flexion le long du fut du pieu. Connaissant les efforts et les déformations en tête, Il s'agit d'un simple calcul de résistance des matériaux dont pour rappelons quelques résultats.

7.4.1 Pieu ou partie d'un sol non réactif

Sur la partie en question, les efforts et déformations à la distance Z de la tête du pieu se calculent par les formules suivantes :

$$t(z) = T$$

$$m(z) = M + T \cdot Z$$

$$w(z) = W + \frac{M}{E \cdot I} + \frac{T}{2 \cdot E \cdot I} \cdot Z^2$$

$$x(z) = X + W \cdot Z + \frac{M \cdot Z^2}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{T \cdot Z^3}{6 \cdot E \cdot I}$$

En faisant $Z = h$, on peut déterminer les efforts et les déformations dans la section du pieu au-delà de laquelle le sol devient réactif.

7.4.2 Pieu de longueur infinie dans un sol de module K constant

Les efforts dans le fut sont donnés par les formules suivantes.

$$t(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) - \frac{2 \cdot M}{10} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$m(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0} + M \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$x(z) = \frac{2 \cdot T}{10 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \frac{2 \cdot M}{10^2 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$w(z) = -\frac{2 \cdot T}{l_0 \cdot 12 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) + \frac{4 \cdot M}{l_0^3 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

7.4.3 Pieu de longueur finie dans un sol élastique de module constant.

$$x(z) = \frac{T \cdot l_0^3}{E \cdot I} \cdot \left(F \cdot S_3 - \frac{1}{2} \cdot j \cdot S_2 - \frac{1}{4} \cdot g \right) + \frac{M \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(F \cdot S_2 - \frac{1}{2} \cdot j \cdot S_1 + \frac{1}{2} \cdot h \right)$$

$$w(z) = \frac{T \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(g \cdot S_3 - \frac{1}{2} \cdot F \cdot S_2 - \frac{1}{4} \cdot h \right) + \frac{M \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(g \cdot S_2 - F \cdot S_1 + \frac{1}{2} \cdot j \right)$$

$$m(z) = T \cdot l_0 \cdot \left(-2 \cdot h \cdot S_3 - g \cdot S_2 + \frac{1}{2} \cdot j \right) + M \cdot \left(-2 \cdot h \cdot S_2 - g \cdot S_1 + F \right)$$

$$t(z) = T \cdot l_0 \cdot \left(-2 \cdot j \cdot S_3 + 2 \cdot h \cdot S_2 + F \right) + \frac{M}{l_0} \cdot \left(-2 \cdot j \cdot S_2 + 2 \cdot h \cdot S_1 + g \right)$$

Dans ces formules, on a posé :

$$K = 1,2,3: \quad SK = \frac{rK}{r_1 \cdot r_3 - r_2^2} \cdot \left(\frac{z}{l_0} \right)^3$$

D'autre part, f , g , h et j sont des fonctions de Z/L_0 dont les valeurs sont données par les formules suivantes :

$$f\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$h\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$g\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$j\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) + \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par *Excel*, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

7.5 Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

- Dans le sens \perp :

$$M_{\perp} = 1429,293t.m.$$

$$Q_{V\perp} = 951,9384t.$$

$$Q_{H\perp} = F_{hs} + 0,6F_{frei(Bc)\perp} = 249,11 + 0,6 \times 14,63 = 257,888t.$$

- Dans le sens $//$:

$$M_{//} = 1369,449t.m.$$

$$Q_{V//} = 951,938t.$$

$$Q_{H//} = F_{hs} + 0,6F_{frei(Bc)//} = 249,11 + 0,6 \times 3,3 = 251,09t.$$

Après avoir les résultats du programme, le calcul de ferrailage sera fait par **SECOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion composée.
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Béton $f_{c28}=27Mpa$.
- ✓ Acier $f_e=500Mpa$.
- ✓ Section circulaire avec un diamètre $D=1,2m$.

7.6 Résultats :

		\perp	$//$
M et N obtenus par Excel	M_{max} (t.m)	47,56	46,36
	N_{min} (t)	-8,74	-14,48
A_s par SECOTEC (cm ²)		23,22	23,98

D'après l' R P O A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{Smin} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{23,22; 23,98; 56,52\} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 56,52 \quad \text{Soit} \quad 20HA20$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{20} \cong 18 \text{ cm}$$

7.6.1 Les armatures transversales

On prend des cerces HA12.avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

7.6.2 Schéma de ferrailage

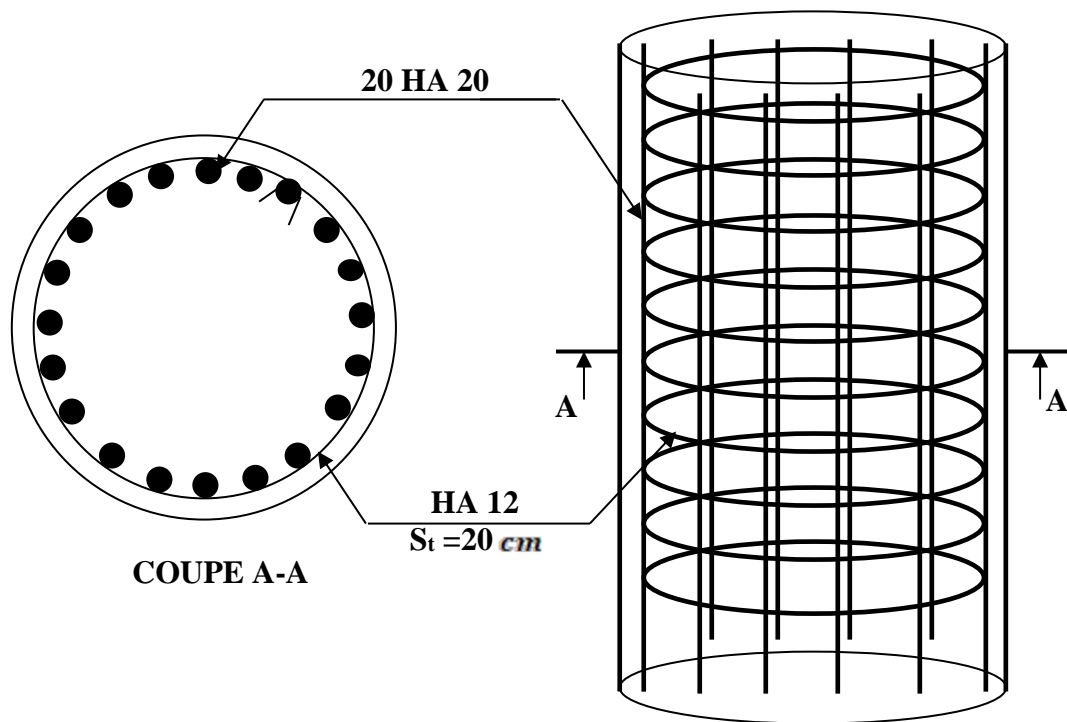


Figure.12.14: Schéma de ferrailage du pieu.

A decorative scroll graphic with a light gray outline, featuring a vertical strip on the left side and a small circular detail at the top right corner. The text is centered within the scroll.

Chapitre 13

Etude de la culée

1 Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont avec un rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayée).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ◆ La nature et le mode de construction du tablier.
- ◆ Les contraintes naturelles du site.
- ◆ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

2 Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux et une semelle superficielle.

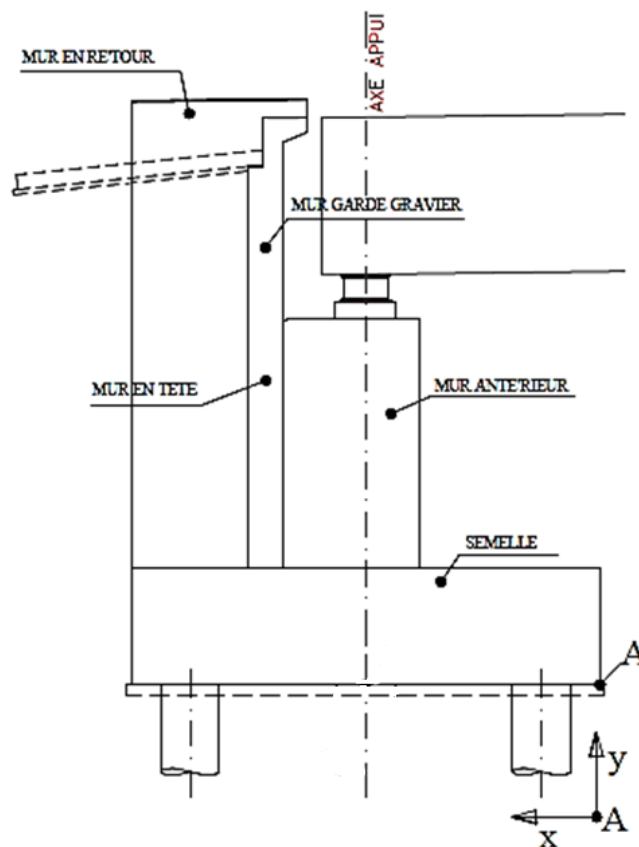


Figure.13.1 : morphologie de la culée

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement latéral des terres de remblai.
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition.
- Une fondation : semelle reposant sur deux files de pieux (3pieux par file), de 1.20m de diamètre.

3 Dimensionnement des éléments de la culée :

Le calcul est effectué pour la culée C2 (le plus haute)

3.1 Le sommier d'appui :

Il doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis.
- La mise en place des vérins pour changer ces derniers

La largeur du sommier :

$$L_s = (1,066 \times 8 + 2 \times 0,45) = 9,43m.$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

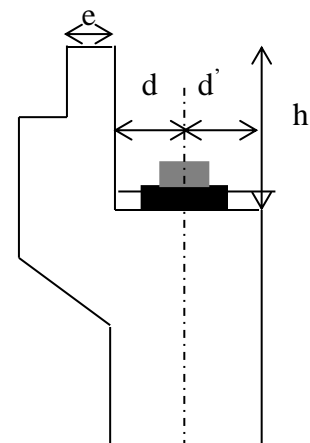
On adopte : $d' = 67\text{cm}$

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$d = 53\text{cm}$.

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = 120\text{ cm}$$

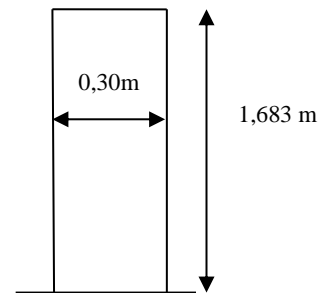


3.2 Le mur garde grève :

Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 1,683$ m

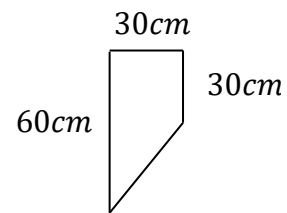
Longueur = 9,84 m



3.3 Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

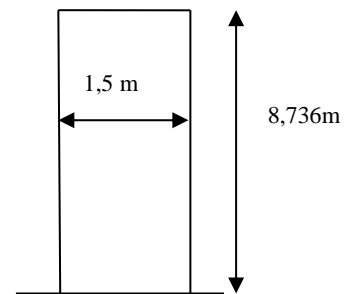
L'épaisseur courante du corbeau est 30cm



3.4 Le mur frontal (mur antérieur) :

Hauteur = 8.736 m

Épaisseur=1,5m



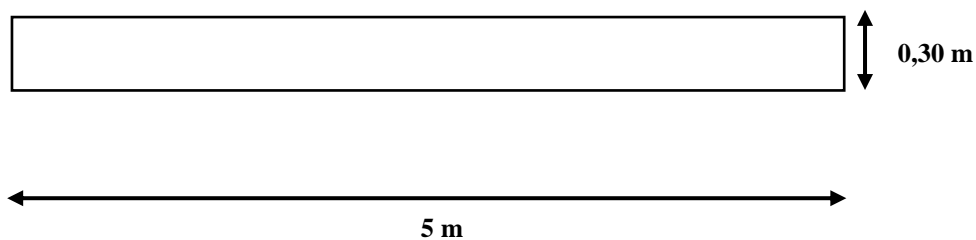
3.5 Le mur en retour :

Hauteur : $H = 10,419$ m

Epaisseur : $e = 0,80$ m.

3.6 La dalle de transition :

- Longueur suivant l'axe longitudinale du pont : $L = 5$ m.
- Longueur suivant l'axe transversal du pont : $L = 6,15$ m.
- Epaisseur : $e = 0,30$ cm.



3.8 La fondation :

- $\emptyset_{\text{pieu}} = 1,23\text{m}$: deux files de pieux (3 pieux par file).
- Epaisseur de la semelle : $E_s \geq 1,2\emptyset_{\text{pieu}} = 1,44\text{m}$ on prend $E_s = 1,80\text{m}$.
- Longueur de la semelle : $L_s = 9,84\text{m}$.
- Largueur de la semelle : $B_s = 6,15\text{ m}$.

4 Vérification de la stabilité de la culée :

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales :**

- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Poids des éléments constitutifs.
- ✓ Les surcharges.

- **Les sollicitations horizontales :**

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

$\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,

$\alpha = 0^\circ$, angle des talus

$\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,

$\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$, est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d`une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d`autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$)

Le coefficient de poussé pour les différentes conditions est présenté dans le tableau ci-dessous :

Actions	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
CN	0	0	1,0000	0,00	0,2710
SH	0,25	0	1,0308	14,04	0,4438
SH + SV \uparrow	0,25	-0,1	0,9341	15,52	0,4230
SH + SV \downarrow	0,25	0,1	1,1281	12,80	0,4659

Tableau.13.1: coefficient de poussée.

4.1 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée :

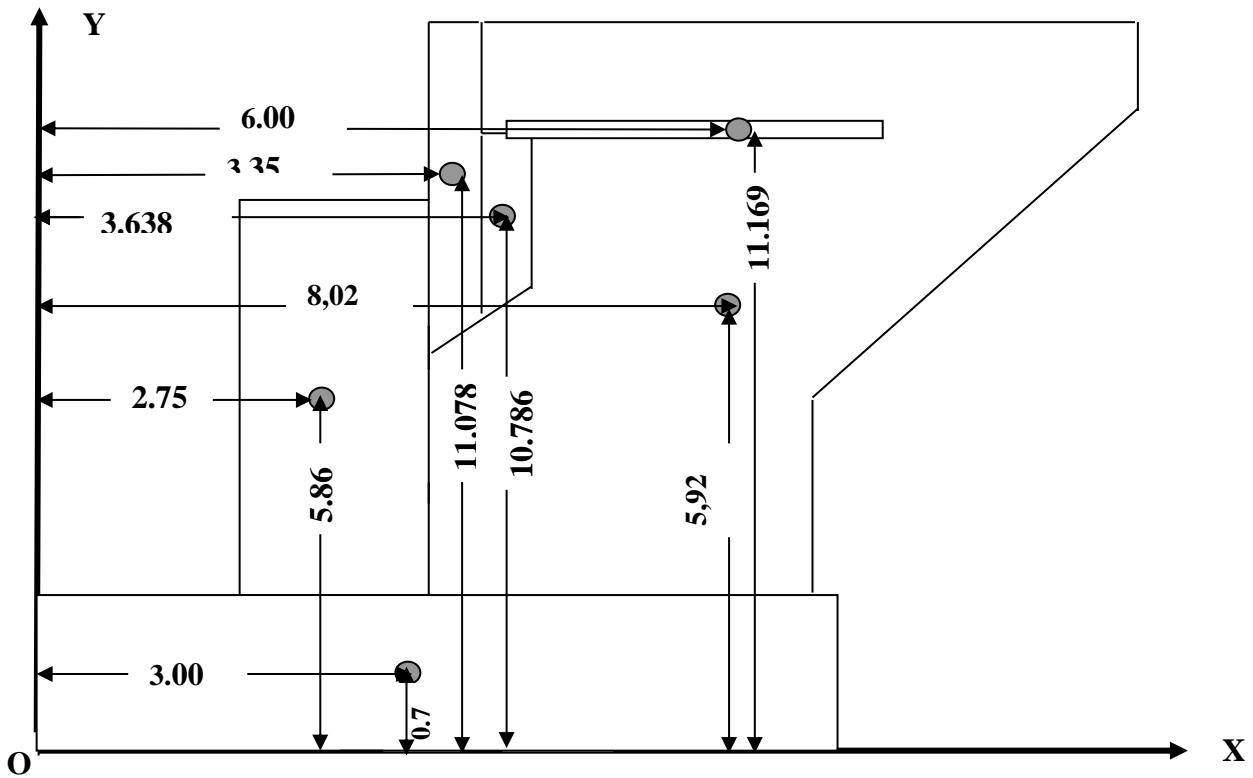


Figure.13.4:-C.D.G des éléments de la culée-

4.2 Calcul des sollicitations :

- ❖ M_s : Moments stabilisant dû à F_v .
- ❖ M_r : Moments renversant dû à F_H .

Désignation		Poids(t)	F_H (t)	F_V (t)	H(m)	V(m)	M_s (t. m)	M_r (t. m)
Mur garde grève	CN	11,9	0	11,9	3,35	11,078	39,87	0
	SH	11,9	2,975	11,9	3,35	11,078	39,87	32,96
	SH+SV1	11,9	2,975	10,71	3,35	11,078	35,88	32,96
	SH+SV2	11,9	2,975	13,09	3,35	11,078	43,85	32,96
Corbeau	CN	2,08	0	2,08	3,633	10,786	7,56	0
	SH	2,08	0,52	2,08	3,633	10,786	7,56	5,61
	SH+SV1	2,08	0,52	1,872	3,633	10,786	6,80	5,61
	SH+SV2	2,08	0,52	2,288	3,633	10,786	8,31	5,61
Mur en retour	CN	160,17	0	160,17	5,96	7,74	954,61	0
	SH	160,17	40,0425	160,17	5,96	7,74	954,61	309,93
	SH+SV1	160,17	40,0425	144,153	5,96	7,74	859,15	309,93
	SH+SV2	160,17	40,0425	176,187	5,96	7,74	1050,07	309,93

Mur frontal	CN	308,93	0	308,93	2,75	5,868	850	0
	SH	308,93	77,2325	308,93	2,75	5,868	850	453
	SH+SV1	308,93	77,2325	278,037	2,75	5,868	765	453
	SH+SV2	308,93	77,2325	339,823	2,75	5,868	935	453
Semelle	CN	221,4	0	221,4	3	0,75	664,20	0
	SH	221,4	55,35	221,4	3	0,75	664	42
	SH+SV1	221,4	55,35	199,26	3	0,75	598	42
	SH+SV2	221,4	55,35	775,00	3	0,75	2325	42
Total culée à vide	CN	704,48	0	704,48	/	/	2515,79	0
	SH	704,48	176,12	704,48	/	/	2515,79	843,21
	SH+SV1	704,48	176,12	634,032	/	/	2264,21	843,2075
	SH+SV2	704,48	176,12	1306,316	/	/	4361,54	843,2075
Dalle de transition	CN	23,06	0	23,06	6	11,169	138,36	0
	SH	23,06	5,765	23,06	6	11,169	138,36	64,39
	SH+SV1	23,06	5,765	20,754	6	11,169	124,52	64,39
	SH+SV2	23,06	5,765	25,366	6	11,169	152,20	64,39
Remblais sur la dalle de transitions	CN	35,06	0	35,055	6	11,619	210,33	0
	SH	35,06	8,76375	35,055	6	11,619	210,33	101,83
	SH+SV1	35,06	8,76375	31,5495	6	11,619	189,30	101,83
	SH+SV2	35,06	8,76375	38,5605	6	11,619	231,36	101,83
Remblais sur la semelle	CN	338,14	0	338,14	4,7	5,715	1589,26	0,00
	SH	338,14	84,535	338,14	4,7	5,715	1589,26	483,12
	SH+SV1	338,14	84,535	304,326	4,7	5,715	1430,33	483,12
	SH+SV2	338,14	84,535	371,954	4,7	5,715	1748,18	483,12
La surcharge Q (t/m²)	CN	30,75	0	30,75	6	10,419	184,50	0
	SH	30,75	7,6875	30,75	6	10,419	184,50	80,10
	SH+SV1	30,75	7,6875	27,675	6	10,419	166,05	80,10
	SH+SV2	30,75	7,6875	33,825	6	10,419	202,95	80,10
Total culée + remblai	CN	1131,49	0	1131,485	/	/	4638,24	0,00
	SH	1131,485	282,87125	1131,485	/	/	4638,24	1572,64
	SH+SV1	1131,485	282,87125	1018,337	/	/	4174,42	1572,64
	SH+SV2	1131,55	282,887	1776,160	/	/	6689,65	1584,03

Tableau.13.2: calcul des sollicitations.

4.2.1 Poussée dues aux terres et surcharge :

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L (\text{triangulaire}).$$

La poussée due aux surcharges. $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L (\text{Rectangulaire}).$$

Désignation		Calcul des poids	$F_H(t)$	V	V(m)	$M_r(t \cdot m)$
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	$0,5 \cdot 10,419^2 \cdot 7,6 \cdot 1,9 \cdot 0,271$	212,394	10,419/3+1,5	4,97	1056,236
	SH	$0,5 \cdot 10,419^2 \cdot 7,6 \cdot 1,9 \cdot 0,4438$	347,876	10,419/3+1,5	4,97	1729,985
	SH+SV1	$0,5 \cdot 10,419 \cdot 7,6 \cdot 1,9 \cdot 0,423$	331,563	10,419/3+1,5	4,97	1648,863
	SH+SV2	$0,5 \cdot 10,419^2 \cdot 7,6 \cdot 1,9 \cdot 0,4659$	365,159	10,419/3+1,5	4,97	1815,938
Poussée de la terre sur la semelle	CN	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 9,6 \cdot 1,9 \cdot 0,271$	5,561	1,5/3	0,50	2,780
	SH	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 9,6 \cdot 1,9 \cdot 0,4438$	9,108	1,5/3	0,50	4,554
	SH+SV1	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 9,6 \cdot 1,9 \cdot 0,423$	8,681	1,5/3	0,50	4,340
	SH+SV2	$0,5 \cdot 1,5^2 \cdot 9,6 \cdot 1,9 \cdot 0,4659$	9,560	1,5/3	0,50	4,780
Poussée de surcharge sur mur MGG et MF	CN	$8,736 \cdot 7,6 \cdot 1 \cdot 0,271$	17,992	10,419/2+1,5	6,71	120,717
	SH	$8,736 \cdot 7,6 \cdot 1 \cdot 0,4458$	29,469	10,419/2+1,5	6,71	197,720
	SH+SV1	$8,736 \cdot 7,6 \cdot 1 \cdot 0,423$	28,087	10,419/2+1,5	6,71	188,449
	SH+SV2	$8,736 \cdot 7,6 \cdot 1 \cdot 0,4659$	30,933	10,419/2+1,5	6,71	207,544
Poussée de surcharge sur la semelle	CN	$1,5 \cdot 9,6 \cdot 1 \cdot 0,271$	3,902	1,5/2	0,75	2,927
	SH	$1,5 \cdot 9,6 \cdot 1 \cdot 0,4458$	6,391	1,5/2	0,75	4,794
	SH+SV1	$1,5 \cdot 9,6 \cdot 1 \cdot 0,423$	6,092	1,5/2	0,75	4,569
	SH+SV2	$1,5 \cdot 9,6 \cdot 1 \cdot 0,4659$	6,709	1,5/2	0,75	5,032
Poussée total	CN	/	239,849	/	/	1182,661
	SH	/	392,843	/	/	1937,053
	SH+SV1	/	374,422	/	/	1846,221
	SH+SV2	/	412,362	/	/	2033,293

Tableau.13.3: poussée des terres et surcharges.

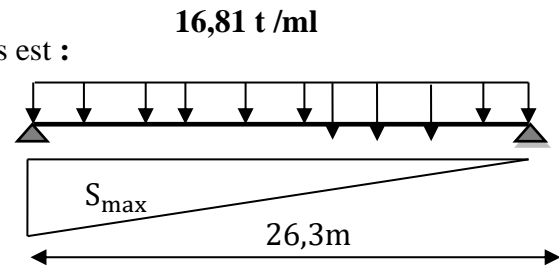
4.2.2 Calcul des efforts dus au tablier

La réaction maximale due aux charges permanentes est :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 13,15$$

$$R_{\max} = 13,15 \times 16,81 = 221,05 \text{ t}$$

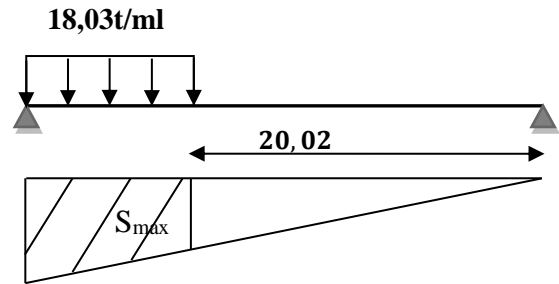


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par MC120 :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 5,39 \text{ m}^2$$

$$R_{\max} = 18,03 \times 5,39 = 97,182 \text{ t}$$



Désignation		Réaction	F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
Permanent (tablier)	CN	221,05	0	221,05	2,673	10,386	590,867	0
	SH	221,05	55,2625	221,05	2,673	10,386	590,867	573,956
	SH+SV1	221,05	55,2625	198,945	2,673	10,386	531,78	573,956
	SH+SV2	221,05	55,2625	243,155	2,673	10,386	649,953	573,956
Surcharge MC ₁₂₀	CN	97,182	0	97,182	2,673	10,386	259,767	0
	SH	97,182	24,2955	97,182	2,673	10,386	259,767	252,333
	SH+SV1	97,182	24,2955	87,4638	2,673	10,386	233,791	252,333
	SH+SV2	97,182	24,2955	106,9002	2,673	10,386	285,744	252,333

Tableau.13.4: charge et surcharge.

4.3 Vérification de la stabilité :

4.3.1 Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale.}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique.}$$

4.3.2 Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale.}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique.}$$

μ : Coefficient de frottement terre-béton. $\mu = \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) = 0,431$.

4.4 Etapes d'exécution de la culée :

1^{ère} Etape : culée à vide.

2^{ème} Etape : culée à vide + tablier.

3^{ème} Etape : culée à vide + tablier + remblais.

4^{ème} Etape : culée à vide + tablier + remblais + surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

4.4.1 1^{ère} Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	704,48	2515,79234	0	∞	∞
SH+SV2	176,12	1306,316	4361,53557	843,2075	3,196810107	5,17255

Tableau.13.5: culée vide.

4.4.2 2^{ème} Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	925,530	3106,659	0	∞	∞
SH+SV2	231,383	1549,471	5011,489	1417,164	2,886	3,536

Tableau.13.6: culée vide + tablier.

4.4.3 3^{ème} Etape :

Désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	239,849	1352,535	5229,11	1182,661	2,430	4,421
SH+SV2	750,4953	2019,1765	7346,18	4179,886	1,160	1,758

Tableau.13.7: culée vide + tablier + remblais.

4.4.4 4^{ème} Etape :

Désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _S (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
CN	239,849	1449,717	5488,87	1182,661	2,605	4,641
SH+SV2	774,791	2126,077	7631,93	4432,219	1,183	1,722

Tableau.13.8: culée vide + tablier + remblais + surcharge.

Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis le glissement et le renversement est assurée.

5 Ferrailage de la culée :

5.1 Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumise essentiellement à l'action des forces horizontales, telles que :

- ◆ La poussée des terres.
- ◆ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ◆ La force de freinage.

5.1.1 Evaluation des efforts :

A- Poussée des terres :

Soit P_t l'effort de poussée : $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^2$

Le moment dû à cet effort : $M_t = \frac{1}{3} \cdot h \cdot P_t$

K_a : Coefficient de poussée des terres : $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.271$

γ_t = 1,9 t/m³ : poids volumique des terres.

h = 1.683 m : hauteur du mur G.G.

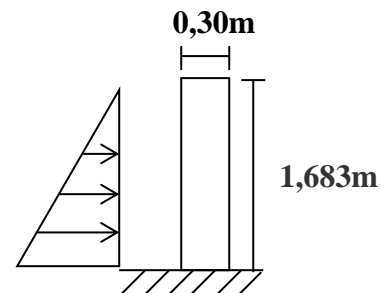
D'où M_t = 0,409 t.m/ml

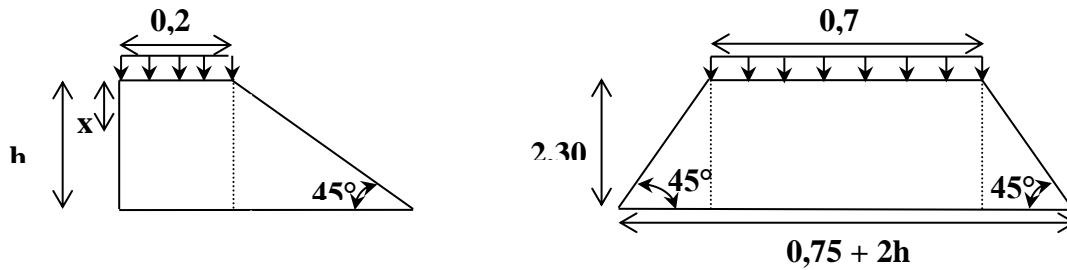
ELU: M_t = 0,552 t. m/ml

ELS: M_t = 0,409 t. m/ml

B- Poussée d'une charge locale :

D'après les documents "SETRA", la sollicitation engendrée par les camions type B_C étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t pour chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distancée de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle





de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{Avec : } K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a = 0,271$: coefficient de poussée.

$b_c = 0,9$ coefficient de pondération du système B_c (pont deuxième classe avec 2 voies chargées).

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$h = 1,683$ m .

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$$K_{ELU} = 1,6 \times (0,271 \times 0,9 \times 1) = 0,390$$

$$K_{ELS} = 1,2 \times (0,271 \times 0,9 \times 1) = 0,292$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \text{Ln}(0,25 + x) - x] \Big|_0^{1,683}$$

$$\text{ELU : } M_p = 2,582 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_p = 1,933 \text{ t.m/ml}$$

C- Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

Donc :

$$\text{ELUM}_p = 4,47 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELSM}_p = 3,35 \text{ t.m/ml}$$

5.1.2 Combinaison des moments :

Le moment total à l'encastrement est :

$$M_{ELU} = M_t + M_p + M_F = 7,604 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + M_p + M_F = 5,692 \text{ t.m/ml}$$

5.1.3 Calcul des armatures :

A- Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier Fe 500 MPA

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,26 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$.

$$\Rightarrow A_{su} = 9,39 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,275$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,26^2 \times 15,3 \times 10^2 = 37,485 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,485}{1,275} = 29,4 \text{ t.m}$$

$$M_S = 5,692 \leq M_{ls} = 29,4 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{5,692 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = 0,056$$

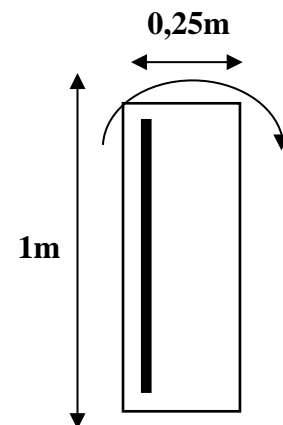
$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,117$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 9,872 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 9,872 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA 12 ($A_S = 10,18 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 11 \text{ cm}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t = 11 \text{ cm}$.



B- Ferrailage horizontal :

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend : $A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{10,18}{2} = 5,09 \text{ cm}^2$

Soit : **7 HA 10** ($A_{SH} = 5,90 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 14 \text{ cm}$** .

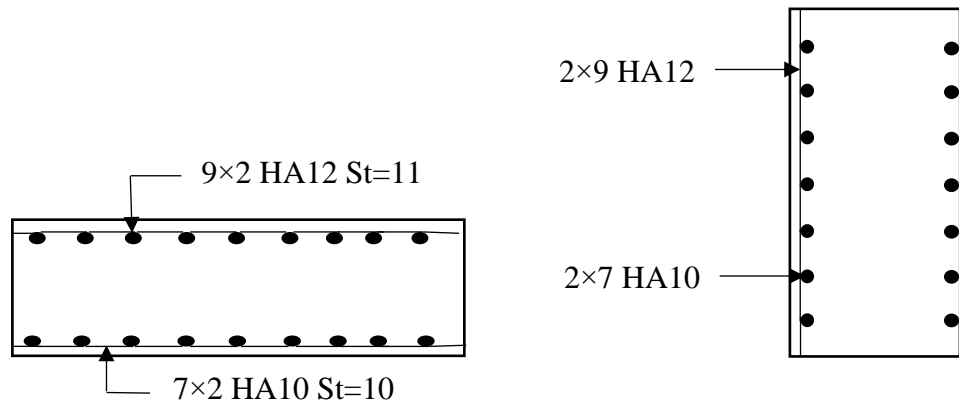


Figure.13.5: Schéma de ferrailage de mur garde grève.

5.2 Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

5.2.1 Evaluation des efforts :**A- Charge permanent :**

1. Poids de la dalle de transition: $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
2. Poids du remblai : $g_2 = 1,9 \times 0,6 \times 1 = 1,14 \text{ t/m}^2$
3. Poids propre du revêtement : $g_3 = (2,4 \times 0,07 \times 1 = 0,168 \text{ t/m}^2$
4. Poids propre de l'étanchéité : $g_4 = (2,2 \times 0,01 \times 1) = 0,022 \text{ t/m}^2$
5. Le poids total : $G_t = 0,75 + 1,14 + 0,168 + 0,022 = 2,08 \text{ t/m}^2$

B- Surcharge :

1. Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité $Q = 1 \text{ t/m}^2$.
2. Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système B_t les roues des rangées P1 et p2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml, avec :

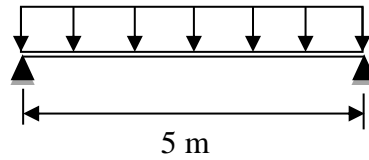
- P_1 : Effectuée une majoration dynamique de 1,2 ; $P_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ t/ml}$.
- P_2 : Effectuée une majoration dynamique de 2 ; $P_2 = 5,5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$.

5.2.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A- Charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,08 \times 5^2}{8} = 6.5 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = \frac{GL}{2} = 5,2 \text{ t/ml}$$



B- Surcharge :

$$Q=1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

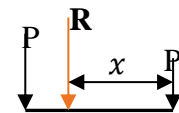
$$T_Q = 2,5 \text{ t.m/ml}$$

C- Surcharge d'exploitation

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ($P_1; P_2$).

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11 \times 1,35 = 17,6 \times x \Rightarrow x = 0,84\text{m}$$



1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

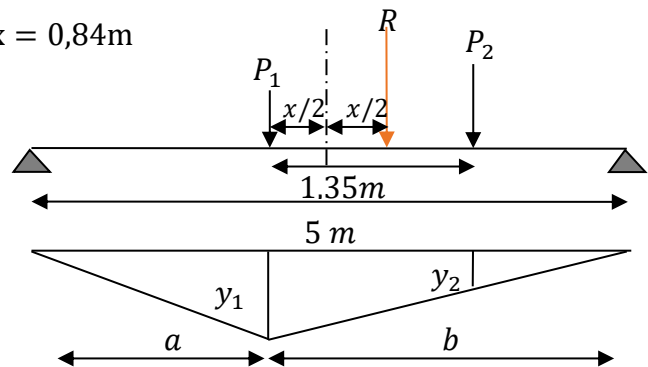
$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,92\text{m}$$

$$a = 2,08 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,92 \times 2,08}{5} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,653$$

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 15,202 \text{ t.m/ml}$$



2^{ème} Cas :

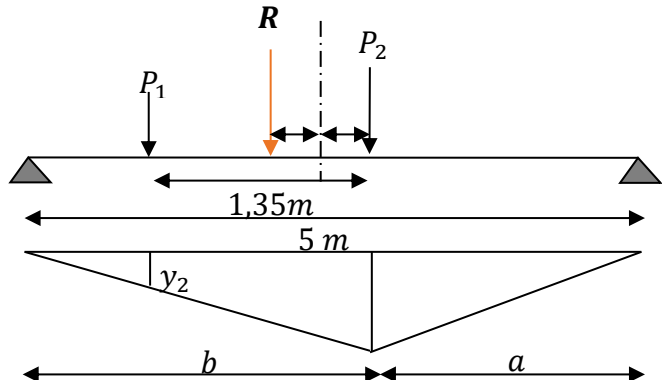
La section critique est sous P_2 .

$$b = 2,755\text{m} ; a = 1,245\text{m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237\text{m}$$

$$Y_2 = 0,630\text{m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 15,094 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,08$ m) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 15,202 \text{ t. m/ml}$$

5.2.3 Evaluation de moment total à $x = 2,08$ m :

A- Sous la charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = 6,32 \text{ t. m/ml}$$

B- Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,04 \text{ t. m/ml}$$

5.2.4 Combinaisons des efforts ($x = 2,08$ m) :

$$M_G = 6,32 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 18,242 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{37,72 \text{ t. m/ml}}$$

$$\text{ELS: } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{28,21 \text{ t. m/ml}}$$

5.2.5 Evaluation de moment total ami- travée :

A- Sous les charges permanentes :

$$M_G = 6,5 \text{ t. m/ml}$$

B- Sous la charge : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_q = 3,125 \text{ t. m/ml}$$

C- Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$

$$M_{sq} = 14,575$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 17,7 \text{ t. m/ml}$$

5.2.6 Combinaison des efforts à mi- travée :

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 37,1 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 27,74 \text{ t. m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,08$ m nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$\mathbf{M_U = 37,1 \text{ t. m/ml}}$$

$$\mathbf{M_{ser} = 27,74 \text{ t. m/ml}}$$

5.3 Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

5.3.1 Ferrailage longitudinal

ELU :

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27$ MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{37,1}{27,74} = 1,337$$

$$A_{sc} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 45,77 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,30 = 37,5 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,5}{1,337} = 28,05 \text{ t.m}$$

$$M_S = 27,74 \leq M_{ls} = 28,05 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 19,88 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{27,74 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = 0,273$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,717$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 60,49 \text{ cm}^2$$

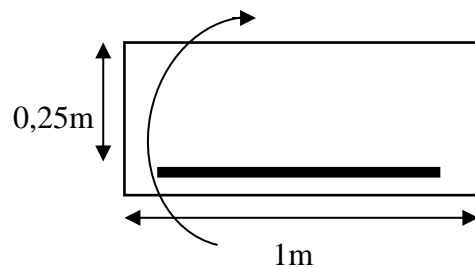
$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 60,49 \text{ cm}^2$$

Soit : 13HA 14 ($A_{Sc} = 20,01$) avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

Soit : 13HA 25 ($A_{St} = 63,81 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

5.3.2 Ferrailage transversal :

On prendra les armatures de répartition telles que :



$$A_t = \frac{A_{1st}}{4} = \frac{63,81}{4} = 15,95 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **8 HA16** ($A_S = 20,11 \text{ cm}^2$) . Avec un espacement: $S_t = 12 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{A_{jsc}}{4} = \frac{20,01}{4} = 5,002 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **5HA12** ($A_S = 5,65 \text{ cm}^2$) . Avec un espacement: $S_t = 20 \text{ cm}$.

5.3.3 Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 5,2 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 5,2 + 1,6(15,818 + 2,5) = 36,33 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,33 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1,45 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.3.4 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553 \text{ cm}^2$$

5.3.5 Schéma de ferrailage :

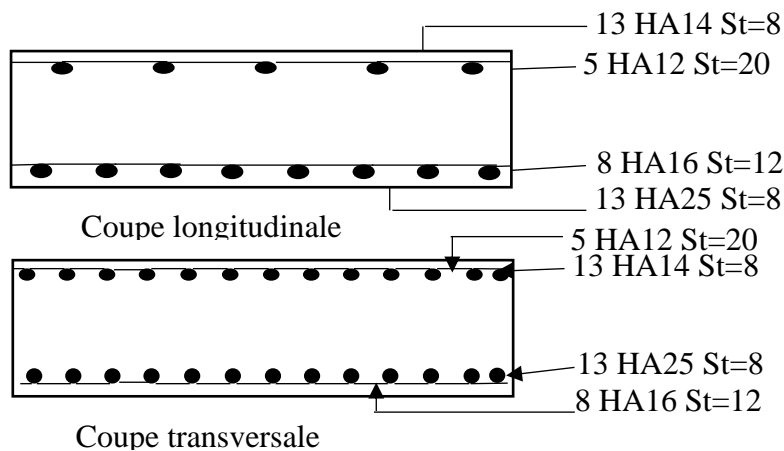
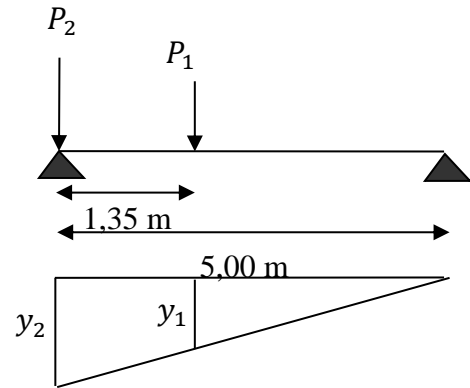


Figure.13.6: Schéma de ferrailage de dalle de transition

5.4 Le corbeau :

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

5.4.1 Les réactions :

A- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

B- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,6 \times 1,9 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,85 \text{ t/ml}$$

C- La réaction due au poids de revêtement et étanchéité de la chaussée :

$$R_r = [(5,00 \times 0,07 \times 2,4 \times 1) + (5,00 \times 0,01 \times 2,2 \times 1)] \times \frac{1}{2} = 0,475 \text{ t/ml}$$

D- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,6) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}$$

E- La réaction due aux surcharges sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

F- La réaction due à la surcharge du système b_t sur la dalle de transition :

$$R_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml}$$

5.4.2 Moment d'encastrement

Pour les sollicitations extérieures on prend : $H = 0,30\text{m}$ C.-à-d. R est située au bord de la console (cas plus défavorable).

Pour le poids du corbeau propre : $H = X_G = 0,133 \text{ m}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 2,85 + 0,475) + (0,3375 \times 0,133)$$

$$M_G = 1,60 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,30 \times (15,818 + 2,5) = 5,5 \text{ t.m/ml}$$

5.4.3 Combinaison :

$$\begin{cases} \text{ELU:} & M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS:} & M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 10,96 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,20 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

5.4.4 Ferrailage :

A- Ferrailage longitudinal

On prend une section moyenne de hauteur :

$$h_{Moy} = \frac{0,3 + 0,6}{2} = 0,45\text{m}$$

Donc : $b_0 = 1,00\text{ m}$; $d = 0,4\text{m}$; $d' = 0,05\text{m}$

Fissuration préjudiciable ; $f_{c28} = 27\text{ MPA}$; FeE500 .

D'après SOCOTEC :

$A_{Ssup} = 9,10\text{ cm}^2$; 6 HA14 ($A_S = 9,24\text{cm}^2$) , avec un espacement **$S_t = 17\text{ cm}$**

$A_{Sinf} = 0,65\text{ cm}^2$; 6HA10 ($A_S = 3,14\text{cm}^2$) , avec un espacement **$S_t = 17\text{ cm}$**

B- Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,24}{2} = 4,62\text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 10**($A_{SH} = 4,71\text{cm}^2$),

C- Schéma de ferrailage :

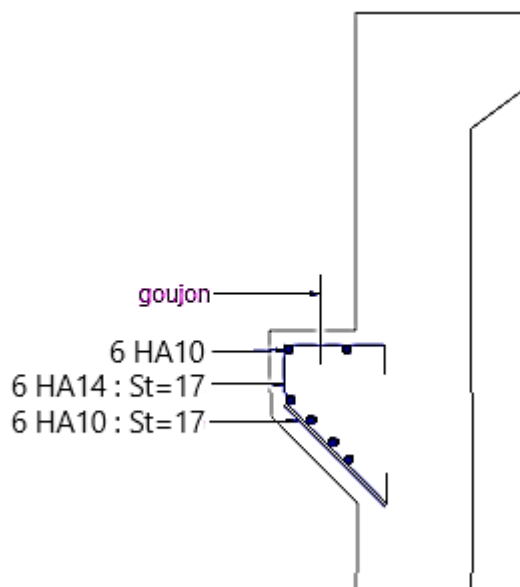


Figure.13.7: Schéma de Ferrailage du corbeau

5.5 Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

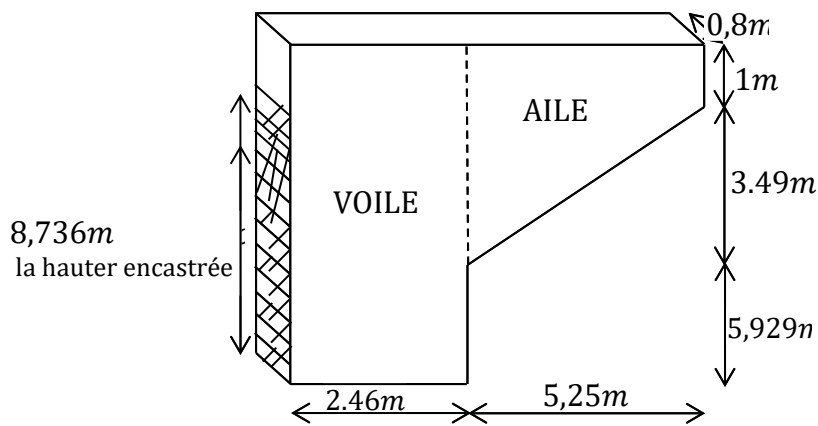
Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).

La poussée horizontale due au remblai.

La poussée horizontale due à la surcharge $q = 1t/m^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.



5.5.1. Étude des sollicitations

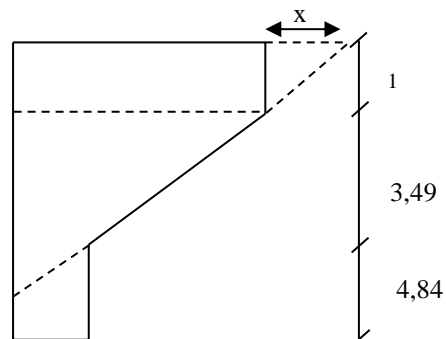
Calcul de la longueur théorique

$$tg\alpha = \frac{3,49}{5,25} \Rightarrow \alpha = 33,61^\circ$$

$$tg\alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 1,50m.$$

$$\Rightarrow L_{th} = 6,91 + 1,5 = 7,71m.$$

$$L_{th} = 7,71m.$$



b. L'aile

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encastrée au mur frontal

➤ **Poussée des terres**

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ **Poussée due à la surcharge**

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \mathbf{0,271}$$

✓ **H = 4,49 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,25 \times 0,271 \times 4,49^2 = \mathbf{27,247 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,25 \times 0,271 \times 4,49 = \mathbf{6,388 \text{ t}}$$

✓ **H = 2,93 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,25 \times 0,272 \times 2,93^2 = \mathbf{11,603 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,25 \times 0,272 \times 2,93 = \mathbf{4,168 \text{ t}}$$

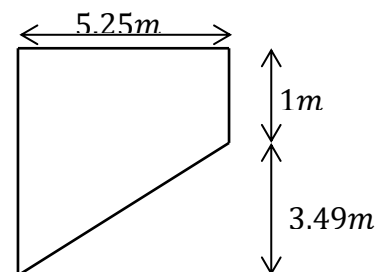
✓ **H = 1,0 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,25 \times 0,272 \times 1,0^2 = \mathbf{1,357 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,25 \times 0,272 \times 1 = \mathbf{1,423 \text{ t}}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 13,402 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 3,993 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

**c. Voile :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 2,46 \times 0,272 \times 10,42^2 = \mathbf{69,018 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,46 \times 0,272 \times 10,42 = \mathbf{6,972 \text{ t}}$$

➤ **Force sismique :**

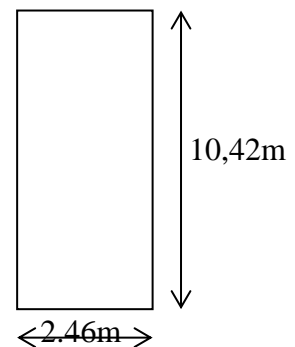
$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times 7,71 = 2,313 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 81,9 + 2,313 = 84,213 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 84,213 = \mathbf{21,05 \text{ t}}$$



efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 69,018 \text{ t}$	$\frac{2,46}{2} = 1,23\text{m}$	84,892	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 13.402 \text{ t}$	$2,46 + \frac{5.25}{2} = 5.085\text{m}$	68,149	/	/
$P_q = 6,986 \text{ t}$	$\frac{2,46}{2} = 1,23\text{m}$	/	8,593	/
$P_{q \text{ moy}} = 3,993 \text{ t}$	$2,46 + 2,625 = 5,085\text{m}$	/	20,304	/
$F_{SH} = 21,05 \text{ t}$	$\frac{2,46}{2} = 1,23\text{m}$	/	/	25,892
	$\Sigma =$	153,041	28,897	25,892

Les combinaisons

E.L.U:

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{252,841 \text{ t. m}}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{196,271 \text{ t. m}}$$

E.L.S:

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{187,717 \text{ t. m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à(8,736m) .

Donc :

$$M_U = \frac{252,841}{8,736} = \mathbf{28,94 \text{ t.} \frac{\text{m}}{\text{ml}}}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{187,717}{8,736} = \mathbf{21,49 \text{ t. m/ml}}$$

5.5.3. Le ferrailage de mur en retour

a. Ferrailage horizontal

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,75\text{m}$$

$$\gamma = \frac{28,94}{21,49} = 1,346$$

E.L.U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,94 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,3} = \mathbf{0,034}$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0432$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9827$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 9,02 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15,3 = 3,374 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{3,374}{1,346} = 2,5067 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,2149 \leq M_{ls} = 2,5067 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{21,49 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16,2} = 0,0240$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0479$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9808$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 11,45 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 11,45 \text{ cm}^2$

Soit : **8HA 14 (12,32 cm²)**, Avec $S_t = 12 \text{ cm}$

b. Ferrailage de répartition

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: **4 HA 12 (4,52 cm²)** , Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment crée au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encastré au mur frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport a son plan d'encastrement P.

c. Evaluation des efforts

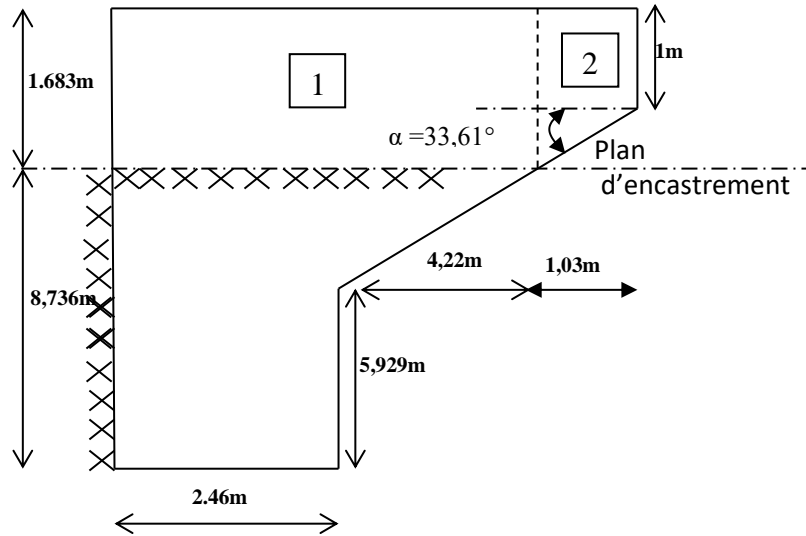


Figure.13.7: Plan d'encastrement du mur en retour.

La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2):

➤ **Partie 1**

✓ **H = 1,683 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 6,68 \times 0,271 \times 1,683^2 = 4,87 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 6,68 \times 0,271 \times 1,683 = 3,05 \text{ t}$$

➤ **Partie 2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 1,683 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 1,03 \times 0,272 \times 1,683^2 = 0,754 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,03 \times 0,272 \times 1,683 = 0,471 \text{ t}$$

✓ **H = 0,998 m :**

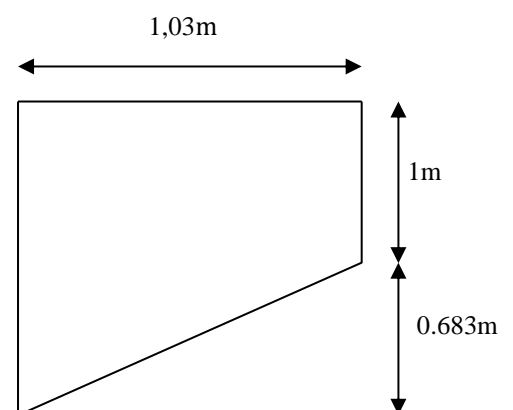
$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 1,03 \times 0,272 \times 0,998^2 = 0,265 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,03 \times 0,272 \times 0,998 = 0,279 \text{ t}$$

✓ **H = 1 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 1,03 \times 0,272 \times 1^2 = 0,266 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,03 \times 0,272 \times 1 = 0,280 \text{ t}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 0,428 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 0,343 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,25G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$$P_1 + P_2 = [(6,68 \times 1,683) + \{(1,03 \times 1) + (0,5 \times 1,03 \times 0,683)\}] \times 0,8 \times 2,5 = 25,248 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,3 \times 7,71 = 2,313$$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 27,561 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,25 \times 27,561 = 6,890 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 4,87$	$\frac{1,683}{3} = 0,561\text{m}$	2,732	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 0,428$	$1,683 - \frac{2 \times 0,998}{3} = 1,018\text{m}$	0,436		
$P_q = 3,05 \text{ t}$	$\frac{1,683}{2} = 0,8425\text{m}$	/	2,570	/
$P_{q \text{ moy}} = 0,343 \text{ t}$	$1,683 - \frac{0,998}{2} = 1,184$	/	0,402	/
$F_{SH} = 6,890 \text{ t}$	$\frac{1,683}{2} = 0,8425\text{m}$	/	/	5,88
$\Sigma =$		3,168	2,972	5,88

➤ **Les combinaisons**

E.L.U:

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{9,032 \text{ t.m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{10,831 \text{ t.m}}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{6,734 \text{ t.m}}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CS est plus défavorable que la CN, donc on va prendre L'E.L.U en CS.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (8.736m) .

Donc :

$$M_U = \frac{0,10831}{8,736} = \mathbf{0,0124 \text{ MN.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{0,06734}{8,736} = \mathbf{0,00771 \text{ MN.m/ml}}$$

➤ **Ferraillage**

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,75\text{m} \quad , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{0,0124}{0,00771} = 1,608$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,24 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0014}$$

$$\mu_{bu} = 0,0014 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0017}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,999}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 0,380 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15,3 = \mathbf{3,374 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{\mathbf{3,374}}{1,608} = \mathbf{2,098 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = \mathbf{0,00738} \leq M_{ls} = \mathbf{2,098 \text{ MN.m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{7,71 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16,2} = \mathbf{0,00084}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0016}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,999}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 0,405 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $\mathbf{A_s = 0,405 \text{ cm}^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($3,08 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = \mathbf{0,405 \text{ cm}^2}$) donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

d. Vérification de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 7,59 \text{ cm} < \mathbf{11,42} \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

e. Effort tranchant

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(4,87 + 0,428) + 1,6(3,05 + 0,343) = 12,581 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{12,581}{8,736} = 1,440 \text{ t/ml}$$

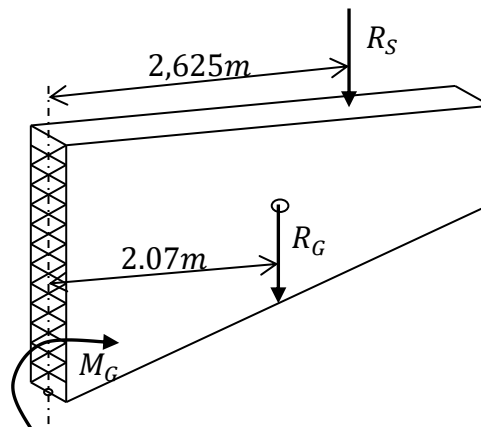
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{1,440 \times 10^{-2}}{0,75 \times 1,00} = 0,0192 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,0192 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.5.3. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale)



L'aile du mur est assimilée à une console encadrée au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres supérieures pour équilibrer son poids plus superstructure qui crée un moment au niveau de son encastrement.

P_s = poids de la superstructure

$$P_s = 0,3 \times 5,25 = 1,575 \text{ t}$$

$$P_G = \text{poids propre} = 28,82\text{t}$$

$$M_G = 2,07 \times 28,82 + 1,575 \times 2,625 = 63,792 \text{ t.m}$$

a. Combinaison

E. L. U :

$$M_U = 1,35 \times 63,792 = 86,119 \text{ t.m}$$

E. L. S :

$$M_{\text{ser}} = 63,792 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage

$$b_0 = 0,80\text{m}, d = 4,44\text{m}$$

$$\gamma = \frac{86,119}{63,792} = 1,35$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{86,119 \times 10^{-2}}{0,8 \times 4,44^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0035}$$

$$\mu_{bu} = 0,0035 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0043}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,998}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 5,59 \text{ cm}^2}$$

E. L. S

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,80 \times 4,44^2 \times 15,3 = \mathbf{94,587 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{94,587}{1,350} = \mathbf{70,06 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,63792 \leq M_{ls} = 70,06 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{63,792 \times 10^{-2}}{0,80 \times 4,44^2 \times 16,20} = \mathbf{0,0024}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0048} \quad . \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,998}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 5,70 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $\mathbf{A_s = 26,44 \text{ cm}^2}$

c. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 36,27 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section d'armatures minimales,

Soit **5 HA 25** en deux nappe avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(1,575 + 28,82) = 41,03 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{41,03 \times 10^{-2}}{0,80 \times 4,44} = 0,115 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,115 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \quad \Rightarrow$$

On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.5.4. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)

a. Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{12,32}{10} = 1,23\text{cm}^2$$

On adopte :

3 HA 10 avec: $S_t = 33 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{3,675}{2} = 1,83\text{cm}^2$$

On adopte :

3HA10 Avec: $S_t = 33 \text{ cm}$

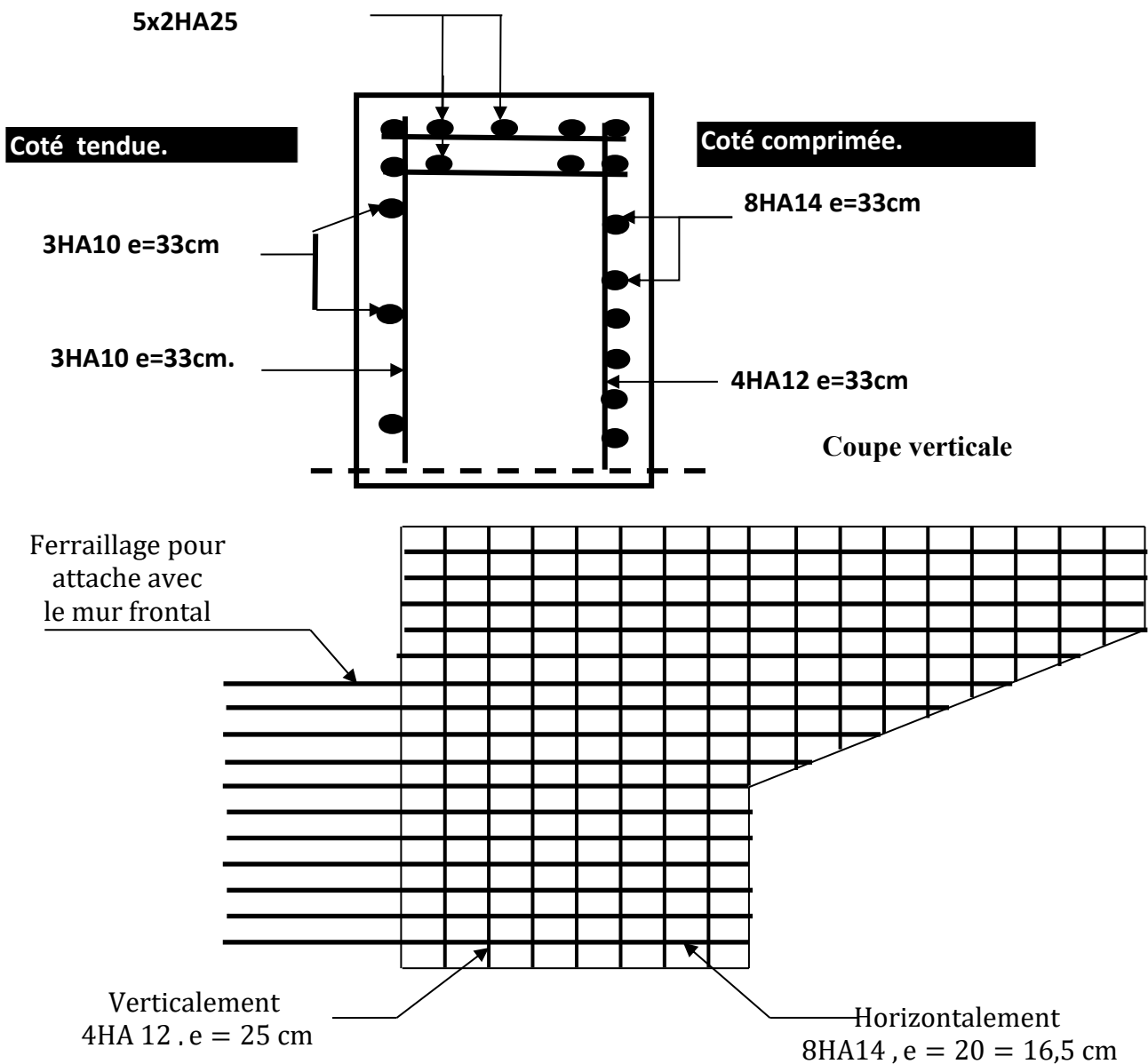


Figure.13.8:Ferrailage du mur en retour.

5.6 Mur frontal :

5.6.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :

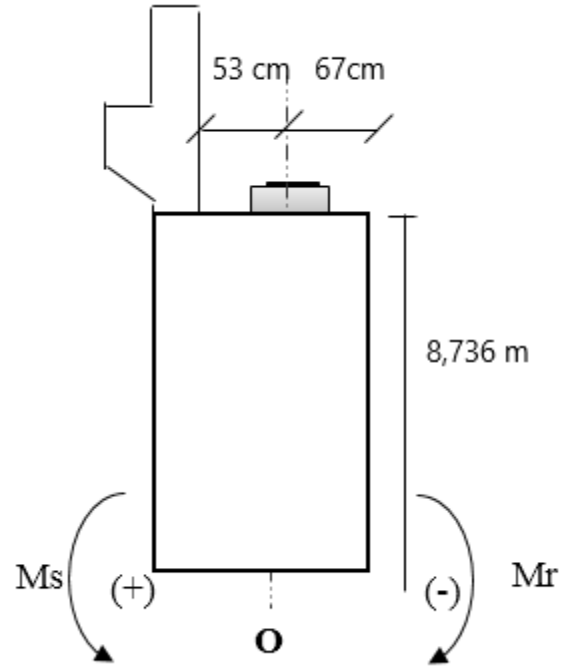
Il est encasturé dans la semelle et travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

A- Forces horizontales :

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La surcharge $Q = 1t/m^2$.
- Effet sismique $F = 0,25G$ (Tablier+Culée).

B- Forces verticales :

- Poids du tablier.
- Poids des éléments de la culée.
- Poids due aux surcharges.



5.6.2 Calcul des sollicitations :

Désignation		Poids(t)	F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
Mur garde grève	CN	11,9	0	11,9	0,95	9,578	11,305	0
	SH	11,9	2,975	11,9	0,95	9,578	11,305	28,4946
	SH+SV1	11,9	2,975	10,71	0,95	9,578	10,1745	28,4946
	SH+SV2	11,9	2,975	13,09	0,95	9,578	12,4355	28,4946
Corbeau	CN	2,08	0	2,08	1,233	9,286	2,565	0,000
	SH	2,08	0,52	2,08	1,233	9,286	2,565	4,829
	SH+SV1	2,08	0,52	1,872	1,233	9,286	2,308	4,829
	SH+SV2	2,08	0,52	2,288	1,233	9,286	2,821	4,829
Mur en retour	CN	160,17	0	160,17	3,56	6,24	570,205	0
	SH	160,17	40,0425	160,17	3,56	6,24	570,205	249,865
	SH+SV1	160,17	40,0425	144,153	3,56	6,24	513,185	249,865
	SH+SV2	160,17	40,0425	176,187	3,56	6,24	627,226	249,865
Mur frontal	CN	308,93	0	308,93	0,35	4,368	108,126	0
	SH	308,93	77,2325	308,93	0,35	4,368	108,126	337,352
	SH+SV1	308,93	77,2325	278,037	0,35	4,368	97,313	337,352

	SH+SV2	308,93	77,2325	339,823	0,35	4,368	118,938	337,352
Total culée à vide	CN	483,08	0	483,08	/	/	692,2	0
	SH	483,08	120,77	483,08	/	/	692,2	620,54
	SH+SV1	483,08	120,77	434,772	/	/	622,98	620,54
	SH+SV2	483,08	120,77	531,388	/	/	761,42	620,54
Dalle de transition	CN	23,06	0	23,06	3,6	9,669	83,016	0
	SH	23,06	5,765	23,06	3,6	9,669	83,016	55,7418
	SH+SV1	23,06	5,765	20,754	3,6	9,669	74,7144	55,7418
	SH+SV2	23,06	5,765	25,366	3,6	9,669	91,3176	55,7418
Remblais sur la dalle de transitions	CN	35,055	0	35,055	3,6	10,119	126,198	0
	SH	35,055	8,76375	35,055	3,6	10,119	126,198	88,6804
	SH+SV1	35,055	8,76375	31,5495	3,6	10,119	113,578	88,6804
	SH+SV2	35,055	8,76375	38,5605	3,6	10,119	138,818	88,6804
Remblais sur la semelle	CN	338,14	0	338,14	2,3	4,215	777,722	0
	SH	338,14	84,535	338,14	2,3	4,215	777,722	356,315
	SH+SV1	338,14	84,535	304,326	2,3	4,215	699,95	356,315
	SH+SV2	338,14	84,535	371,954	2,3	4,215	855,494	356,315
La surcharge Q (t/m²)	CN	30,75	0	30,75	3,6	8,919	110,7	0
	SH	30,75	7,6875	30,75	3,6	8,919	110,7	68,5648
	SH+SV1	30,75	7,6875	27,675	3,6	8,919	99,63	68,5648
	SH+SV2	30,75	7,6875	33,825	3,6	8,919	121,77	68,5648
Total culée + remblais	CN	910,085	0	910,085	/	/	1789,84	0
	SH	910,085	227,52125	910,085	/	/	1789,84	1189,84
	SH+SV1	910,085	227,52125	819,077	/	/	1610,85	1189,84
	SH+SV2	910,085	227,52125	1001,09	/	/	1968,82	1189,84

Tableau.13.9: sollicitations sur le mur.

5.6.3 Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

Désignation		F _H (t)	V(m)	M _r (t. m)
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	212,394	3,47	737,645
	SH	347,876	3,47	1208,17
	SH+SV1	331,563	3,47	1151,52

	SH+SV2	365,159	3,47	1268,2
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	17,992	5,21	93,7294
	SH	29,469	5,21	153,517
	SH+SV1	28,087	5,21	146,318
	SH+SV2	30,933	5,21	161,145

Tableau.13.10: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge

5.6.4 Les sollicitations dues au tablier :

Désignation		Réaction	F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _R (t. m)
Charge permanente	CN	221,05	0,00	221,05	0,33	8,89	72,947	0,000
	SH	221,05	55,26	221,05	0,33	8,89	72,947	491,063
	SH+SV1	221,05	55,26	198,95	0,33	8,89	65,652	491,063
	SH+SV2	221,05	55,26	243,16	0,33	8,89	80,241	491,063
Surcharge (D240)	CN	97,182	0	97,182	0,33	8,886	32,070	0
	SH	97,182	24,296	97,182	0,33	8,886	32,070	215,89
	SH+SV1	97,182	24,296	87,464	0,33	8,886	28,863	215,89
	SH+SV2	97,182	24,296	106,9	0,33	8,886	35,277	215,89

Tableau.13.11: Les sollicitations dues au tablier.

5.6.5 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,f,t} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².

T : L'épaisseur totale de l'élastomère, T = 4 cm.

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. a = 35 cm , b = 40 cm .

$$\Delta_{f_l} = 0,725 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,474 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,263 \text{ cm}$$

$$H_{r,f,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,35 \times 0,4 \times (0,725 + 0,474 + 0,263)}{0,04} = 4,094 \text{ t}/1 \text{ appareil}$$

$$\text{Soit : } H_{r,f,t} = 9 \times 4,094 = 36,846 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_r(t.m)$
B_c	15	8,886	133,29
$T+F+R$	36,846	8,886	327,414

A- Les charges permanentes :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	212,394	1131,135	1862,78	737,645
SH	630,659	1131,135	1862,78	2889,08
SH+SV1	614,347	1018,022	1676,5	2832,42
SH+SV2	647,943	1244,249	2049,06	2949,1

Tableau.13.12: Les charges permanentes.

B- Les surcharges :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	54,838	127,932	142,77	421,143
SH	98,298	127,932	142,77	765,385
SH+SV1	96,916	115,1388	128,493	758,187
SH+SV2	99,762	140,7252	157,047	773,013

Tableau.13.13: Les surcharges.

C- R+F+T :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	36,846	/	/	327,414
SH	36,846	/	/	327,414
SH+SV1	36,846	/	/	327,414
SH+SV2	36,846	/	/	327,414

Tableau.13.14: R+F+T.

5.6.6 Combinaison :

CN : ELU : $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS : $G + 1,2Q + 0,6T$

CS: $G + Q + 0,6T$

Condition normal:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
ELU	403,95	1731,723	2743,19	1931,58
ELS	300,307	1284,653	2034,11	1439,46

Tableau.13.15: condition normale.

Condition sismique:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
SH+SV2	769,813	1384,974	2206,11	3918,56

Tableau.13.16: condition sismique.

5.6.7 Calcul du ferrailage :

A- Vérification du flambement de mur :

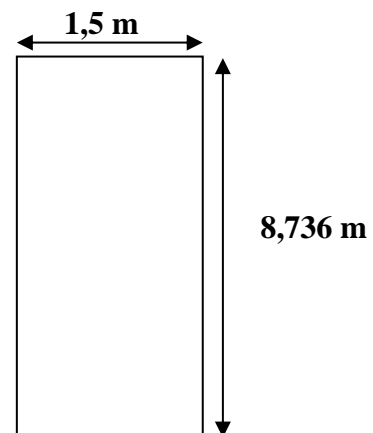
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 8,736 = 6,177 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } B = 1,5 \times 8,736 = 13,104 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,5 \times 8,736^3}{12} = 83,339 \text{ m}^4$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{83,339}{13,104}} = 2,522$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{6,177}{2,522} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*).

B- Calcul de ferrailage vertical :

$$N_u = \frac{17,32}{9,43} = 1,836 \text{ MN/ml} ; \quad N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00097$$

$$N_U^* = 1,836 \times 1,00097 = 1,838 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{811,61}{1731,723} = 0,469 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,035 \text{ m}$$

$$M_U^* = 1,838 \times (0,035 + 0,469) = 1,698 \text{ MN.m/ml}$$

D'après le SOCOTEC : $A_S = 0 \text{ cm}^2$.

C- Section minimale $A_{S \min}$:

$$A_{S \min} = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 150 \times 100 \times \frac{2,22}{500} = 15,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 20 ($15,7 \text{ cm}^2$) ; St = 20 cm

D- Ferrailage horizontal : (dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{1009,01}{8,736} = 115,5 \text{ t/ml}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

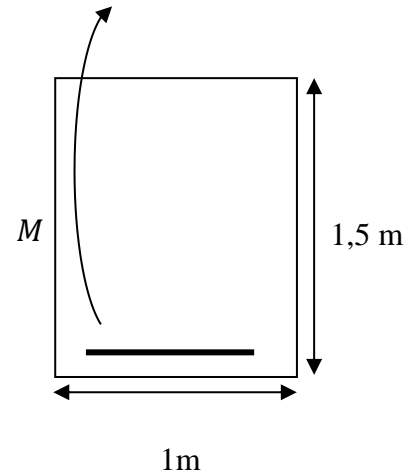
$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{115,5 \times 10^{-2}}{1,5 \times 0,95} = 0,810 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,002025 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{On fixe : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t > 4,05 \text{ cm}^2.$$

E- Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,081 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20$ cm. Donc :

$A_t > 1,62\text{cm}^2$. On adopte une section vérifiant les deux conditions. $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$

Soit : **6 HA 12** avec : $S_t = 16$ cm

F- Armatures à droite :

Dans le sens vertical :

$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{15,7}{3} = 5,23 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 5\text{HA12 Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Dans le sens horizontal :

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{6,79}{2} = 3,4\text{cm}^2, \text{ Soit : } 5 \text{ HA } 10, \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

5.6.8 Schéma de ferrailage :

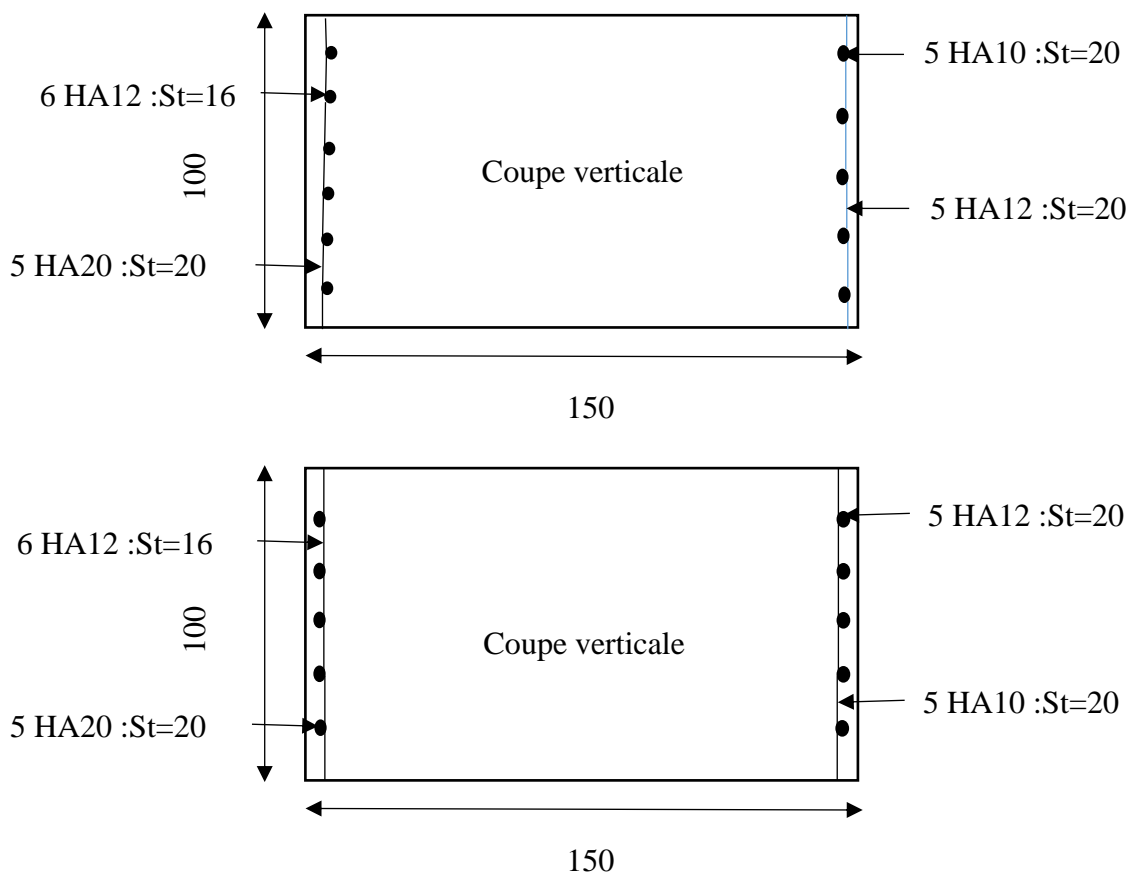


Figure.13.9: Schéma de Ferrailage du mur frontal.

5.7 Etude de ferrailage de la semelle sous culée :

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

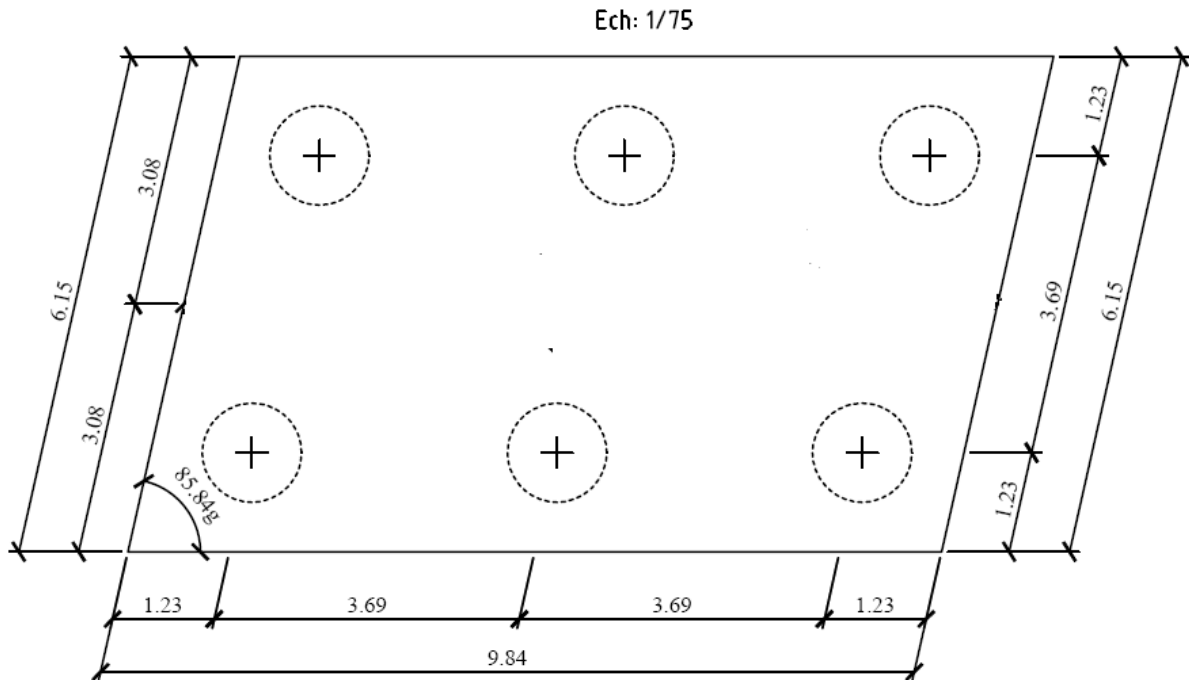


Figure.13.10: semelle -vue en plan-

5.7.1 Les sollicitations :

Désignation		F _H (t)	F _V (t)	H(m)	V(m)	M _S (t. m)	M _r (t. m)
Total culée +remblais	CN	0	1100,735	/	/	4453,74034	0
	SH+SV2	275,1838	1742,1965	/	/	6493,278374	1492,54
Poids permanent de tablier	CN	0	221,05	0,33	8,886	72,9465	0
	SH+SV2	55,2625	243,155	0,33	8,886	80,24115	491,063
Poussée de la terre sur MGC et MF	CN	212,394	/	/	4,97	/	1056,24
	SH+SV2	365,159	/	/	4,97	/	1815,94
Poussée de la terre sur la semelle	CN	5,561	/	/	0,50	/	2,780
	SH+SV2	9,560	/	/	0,50	/	4,780
Surcharge Q(t/m ²)	CN	0	30,75	3,6	10,419	110,7	0
	SH+SV2	7,6875	33,825	3,6	10,419	121,77	80,0961
Surcharge D ₂₄₀	CN	0	97,182	0,33	10,386	32,07006	0
	SH+SV2	24,2955	106,9002	0,33	10,386	35,277066	252,333
	CN	17,992	/	/	6,71	/	120,717

Poussée de la surcharge sur MGC et MF	SH+SV2	30,933	/	/	6,71	/	207,544
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	3,902	/	/	0,75	/	2,927
	SH+SV2	6,709	/	/	0,75	/	5,032
effort de freinage B_c	CN	15	/	/	8,886	/	133,29
	SH+SV2	15	/	/	8,886	/	133,29
R+F+T	CN	36,846	/	/	8,886	/	327,414
	SH+SV2	36,846	/	/	8,886	/	327,414

Tableau.13.17: sollicitations sur la semelle.

5.7.2 Les charges permanentes :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	217,955	1321,785	4526,687	1059,017
SH+SV2	705,166	1985,352	6573,52	3804,321

Tableau.13.18: charges permanente.

5.7.3 Les surcharges :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	36,894	127,932	142,7701	256,934
SH+SV2	84,625	140,7252	157,0471	678,295

Tableau.13.19: les surcharges.

5.7.4 R+F+T :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	36,846	/	/	327,414
SH+SV2	36,846	/	/	327,414

Tableau.13.20: R+F+T.

5.7.5 Combinaison :

CN : Condition normal.

ELU : $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS : $G + 1,2Q + 0,6T$

CS : Condition sismique.

$G + Q + 0,6T$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec : $M_{nette} = |M_r - M_s|$

A- Condition normal :

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
ELU	382,747	1989,101	6339,459	2102,698	4236,762
ELS	284,336	1475,303	4698,011	1563,786	3134,225

Tableau.13.21: Condition normal.

B- Condition sismique:

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
SH+SV2	811,898	2126,077	6730,567	4679,064	2051,503

Tableau.13.22: Condition sismique.

5.7.6 Calcul des efforts revenant à chaque pieu :

Chaque pieu supporte une charge donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

n : Nombre des pieux ($n = 6$)

Etat		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$e(cm)$	$R_1(t)$	$R_2(t)$
ELU	CN	1989,101	4236,726	2,130	306,174	-21,951
	CS	2126,077	2051,503	0,965	423,759	132,723
ELS		1475,303	3134,255	2,124	227,446	-21,012

Tableau.13.23: calcul des efforts.

D'après le tableau ci-dessus on peut déduire que :

$$R_{max} = 423,759 t < \bar{Q}_{adm} = 550,19 t \text{ (Pas de risque de tassement).}$$

5.7.7 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures, on peut utiliser la méthode des bielles, mais les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$\theta \geq 45^\circ$ Avec : $\text{tg}\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \\ \text{tg}\theta = \frac{1,40}{\left(\frac{3 \times 3,69}{8}\right) - \frac{1,54}{4}} = 1,401 \Rightarrow \theta = 54,49^\circ \end{array} \right.$$

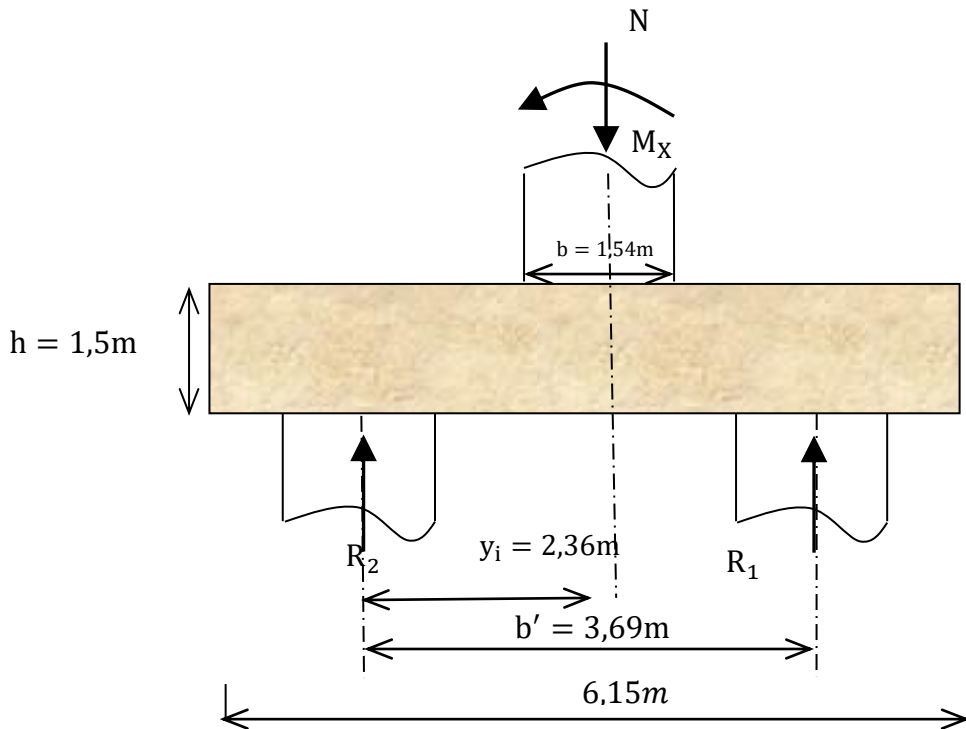
$\theta > 45$ CV

$d \geq \frac{3,69}{2} - \frac{1,54}{4} \Rightarrow 1,4 < 1,46$ CNV

La méthode des bielles n'est pas applicable.

A- Les armatures transversales inférieures

ELU :



On a : $R_{\max} = 433,885 \text{ t}$

$M_{1,\text{ult}} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b\right) = 423,759 \times \left(\frac{3,69}{2} - 0,35 \times 1,54\right) = 553,429 \text{ t.m}$

On prend une bande de calcul de b_1 tel que :

$b_1 = \varnothing_{\text{pieu}} + h = 1,20 + 1,5$

$b_1 = 2,7 \text{ m}$

ELS :

On a : $R_{\max} = 233,317 \text{ t}$.

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 227,446 \times \left(\frac{3,69}{2} - 0,35 \times 1,54 \right) = 362,344 \text{ t.m}$$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 96,71 \text{ cm}^2$

Soit : **13HA32** ($A_{st} = 104,6 \text{ cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

n : Nombre de barre = 13 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{\phi + h - C}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{13 - 1} = \frac{2,4}{12} = 0,2; S_t = 20\text{cm}.$$

B- Les armatures transversales supérieures :

$$A_{t,sup} = \frac{A_{su}}{10} = \frac{104,6}{10} = 10,46 \text{ cm}^2$$

soit 10HA12 ($A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,4}{9} = 0,25\text{m} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

C- Les armatures longitudinales inférieures :

$$A_{l,inf} = \frac{A_{su}}{3} = \frac{104,6}{3} = 34,86 \text{ cm}^2.$$

soit 18HA16 ($A_{st} = 36,19 \text{ cm}^2$).

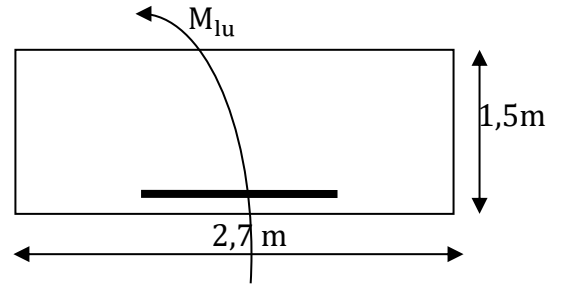
$$S_t = \frac{2,4}{17} = 0,14\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 14 \text{ cm}.$$

D- Les armatures longitudinales supérieures :

$$A_{l,sup} = \frac{A_{su}}{10} = \frac{36,19}{10} = 3,619 \text{ cm}^2$$

soit : 5 HA10 ($A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,4}{4} = 0,6\text{m} \Rightarrow S_t = 60 \text{ cm}.$$



5.7.8 Schéma de ferrailage de la semelle

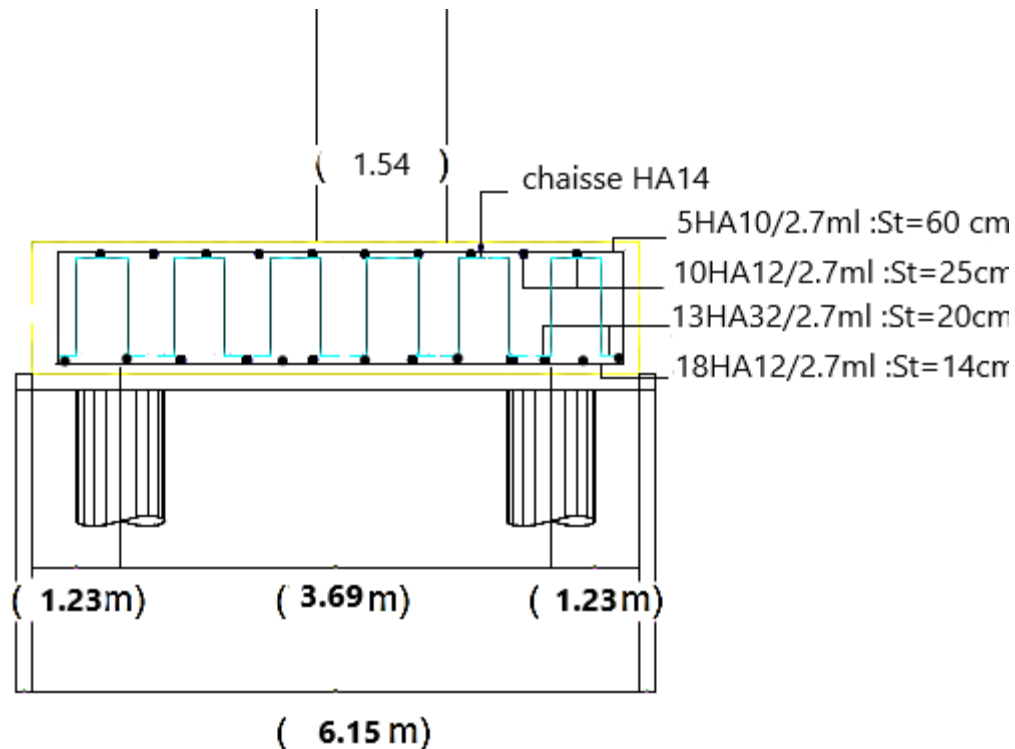


Figure.13.11: schéma de ferrailage de la semelle.

5.8 Etude est ferrailage des pieux sous culée :

On considère une fondation reposant sur Deux files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1

x : Nombre de pieux sous la file 2

d : Entraxe des files

Pour notre cas : $n = x = 3$ pieux

Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par *Excel*, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

Le programme nous donne les résultats suivants :

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

$$M_{\max} = 100,67 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = -328,47 \text{ t}$$

Après avoir les résultats du programme, le calcul de ferrailage sera fait par *SECOTEC* avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion composée.
- ✓ Fissuration préjudiciable.

- ✓ Béton $f_{c28}=27Mpa.$
- ✓ Acier $f_e=500Mpa.$
- ✓ Section circulaire avec un diamètre $D=1,2m.$

$$A_s = 121,25 \text{ cm}^2$$

5.8.1 Calcul des armatures minimales

D'après l' R P O A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \{121,25 ; 56,52\} = 121,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 25\text{HA}25 = 122,75 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{20} \cong 14 \text{ cm}$$

5.8.2 Les armatures transversales

On prend des cerces **HA12**.avec un espacement **St=15**

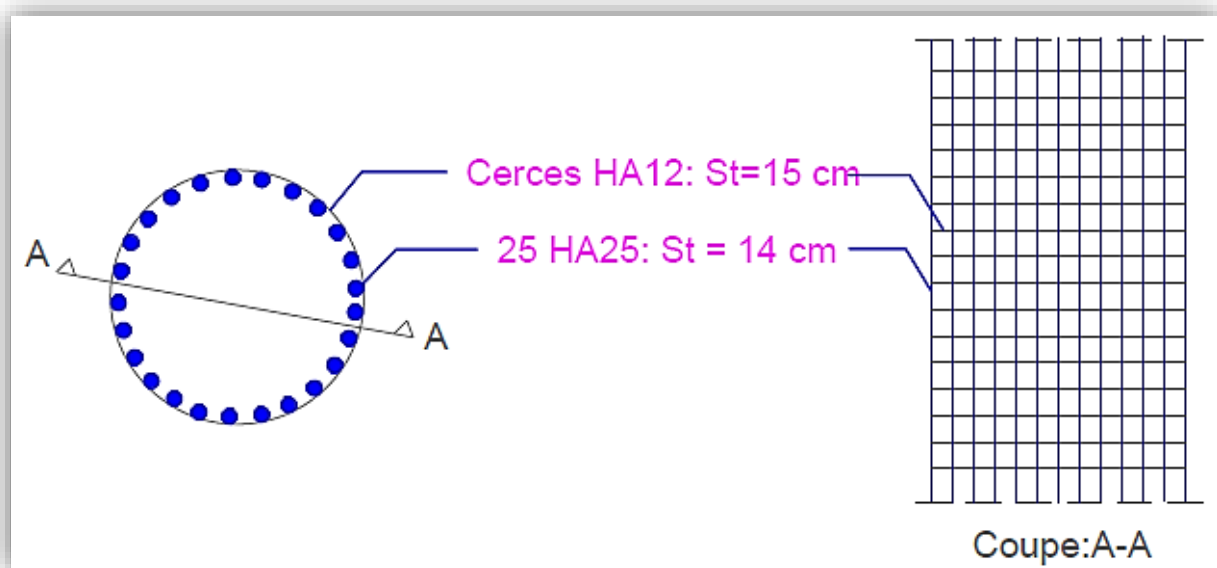


Figure.13.12: ferrailage des pieux.



Conclusion

Conclusion générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours au sein de notre université.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte, le béton armé ainsi que le calcul numérique.

Dans ce mémoire, une étude détaillée d'un pont à poutres préfabriquée en béton précontrainte, a été faite. L'étude des charges et surcharges, appliquées sur le tablier, a été effectuée selon les règlements SETRA, fascicule 61 titre 2 et RPOA. Les éléments de pont ont été étudiés et ferrailés sous l'effet des combinaisons les plus défavorables.

En fin, ce projet de fin d'étude a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus universitaire et aussi une occasion pour nous intégrer dans le milieu professionnel.



Bibliographie

Bibliographie

I.1 Règlements :

- Règles parasismique algériennes **RPA99/VERSION2003**.
- Les documents **SETRA**.
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

I.2 Cours :

- Béton armé et précontraint.
- Résistances des matériaux.
- Pont.
- Matériaux de construction.

I.3 Livre :

- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

I.4 Thèses d'étude :

- **BOURIDANE B, BOUTAOUI N**, 2019.PFE «Etude d'un passage supérieur (pk 32+560) de la pénétrante Djen Djen-El Eulma »Université de Jijel.
- **BOUBIDI H, DEHDOUS H**, 2016.PFE «Etude d'une passage supérieur OA 135.1'», Université de Jijel.
- **BOKAALA O, BOULSANE N**, 2018.PFE «Étude d'un pont sur oued Sayoud EX RN 43 », Université de Jijel.

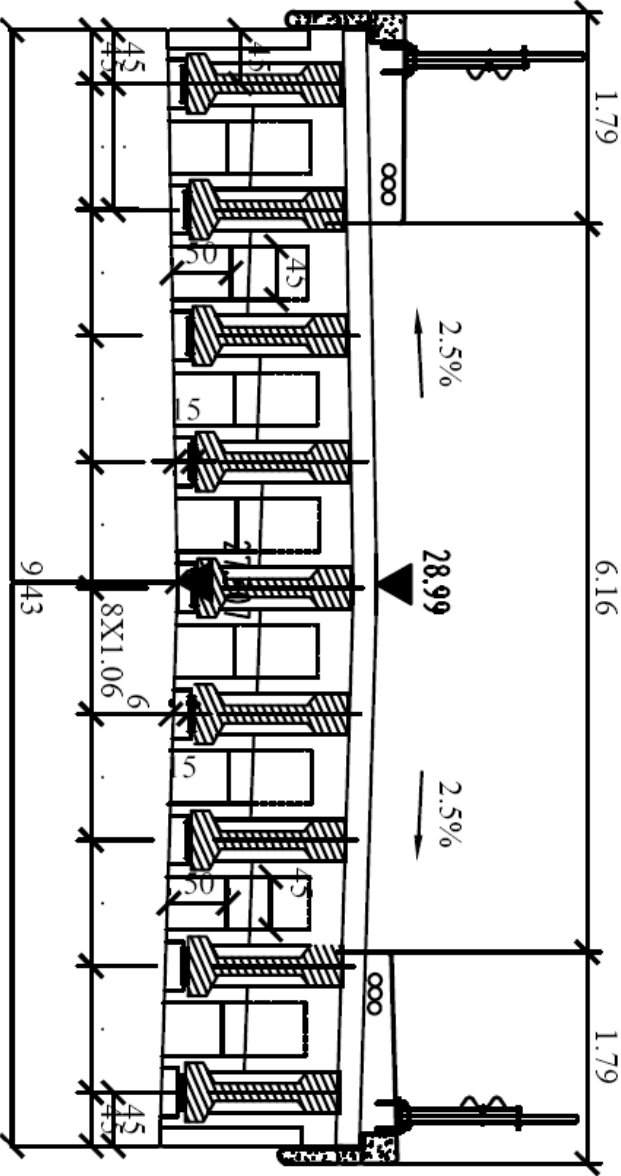
I.5 Logiciels :

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT).
 - SOCOTEC.
 - Microsoft Word.
 - Microsoft Excel.
 - FORTRAN.
-

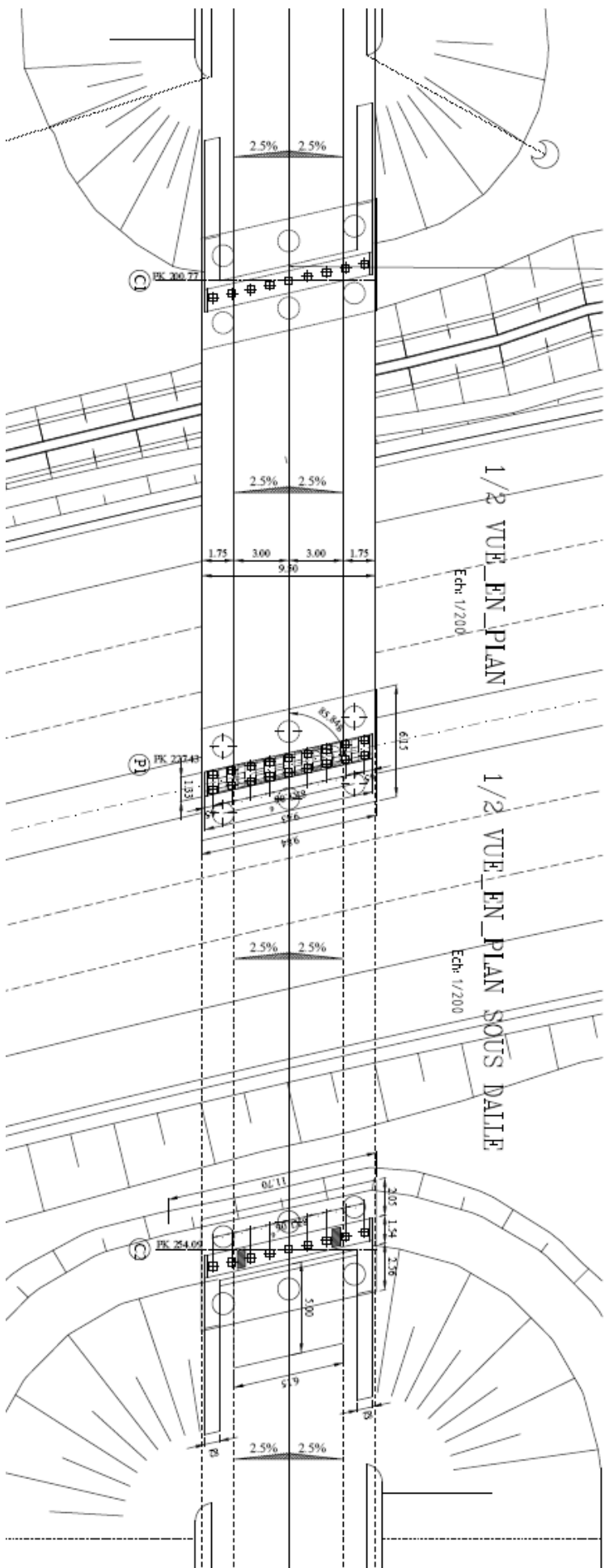


Annexe

Coupe transversale

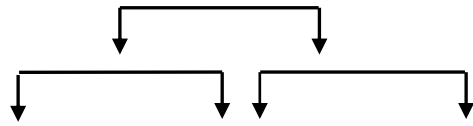


Vue en plan

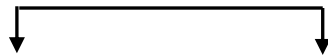


ligne d'influence (K α)

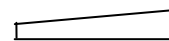
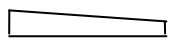
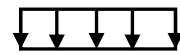
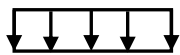
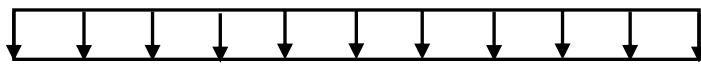
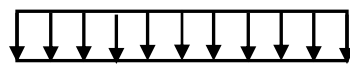
poutre5



1vc }
2vc } Bc

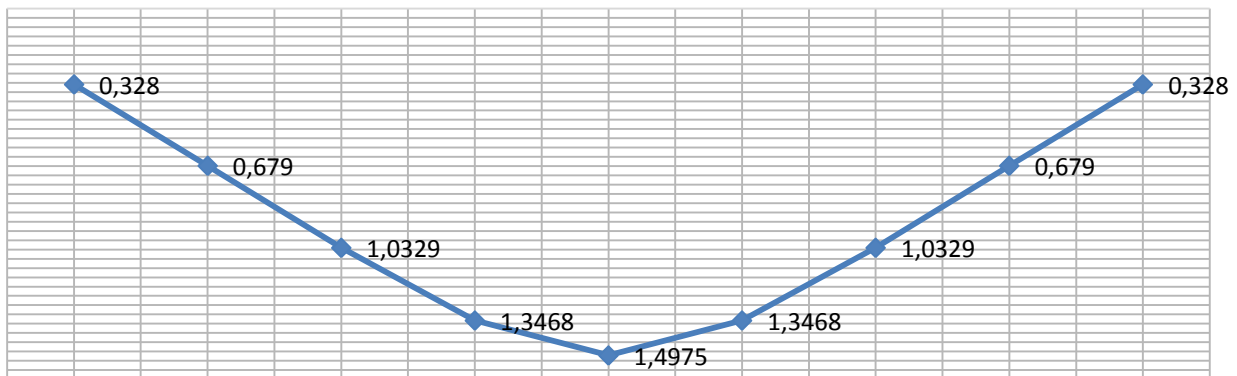


MC120



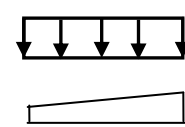
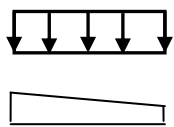
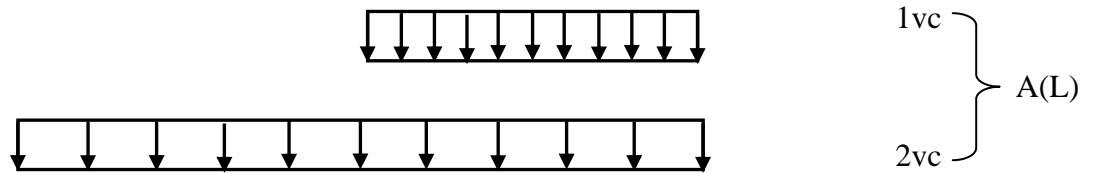
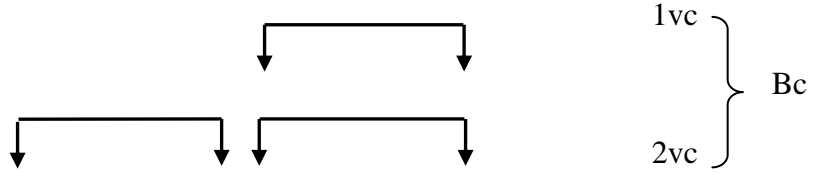
1vc }
2vc } A(L)

-b -3b/4 -b/2 -b/4 0 b/4 b/2 3b/4 b

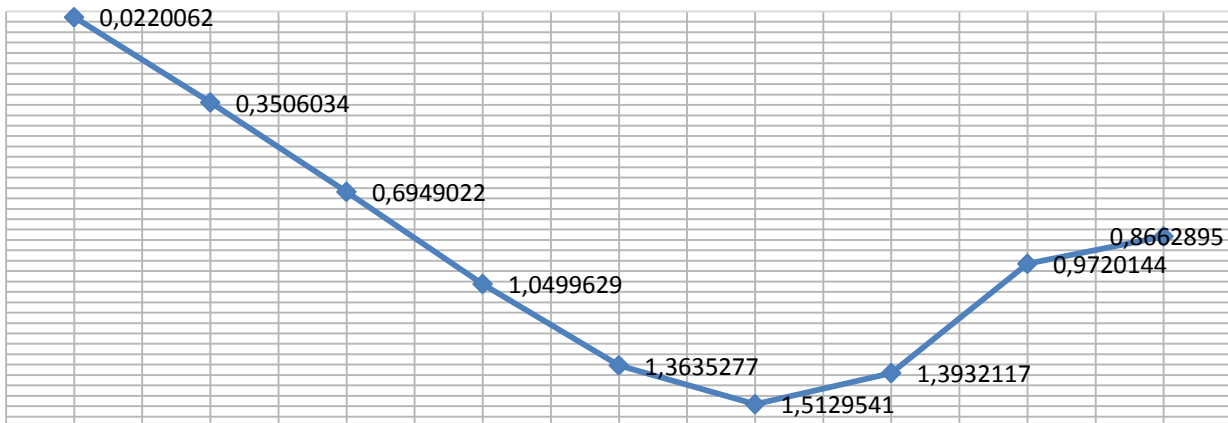


Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 6

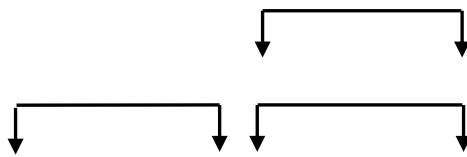


-b -3b/4 -b/2 -b/4 0 b/4 b/2 3b/4 b

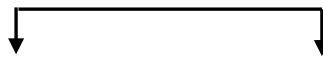


Ligne d'influence ($k\alpha$)

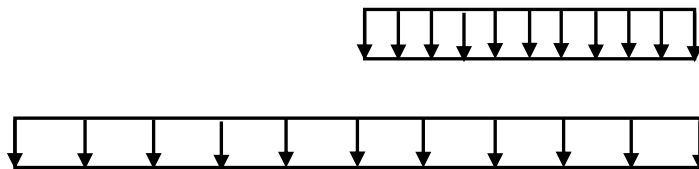
poutre 7



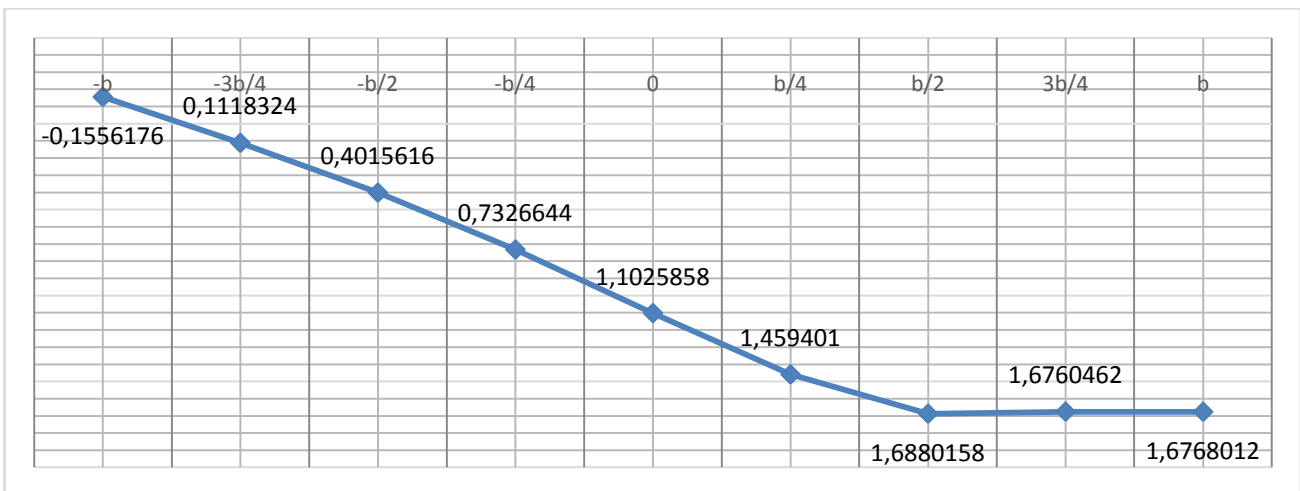
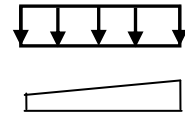
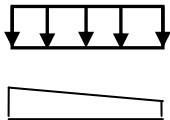
1vc }
2vc } Bc



MC120

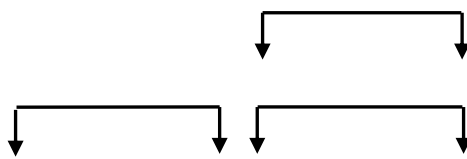


1vc }
2vc } A(L)

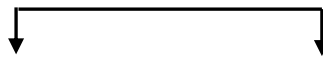


Ligne d'influence ($k\alpha$)

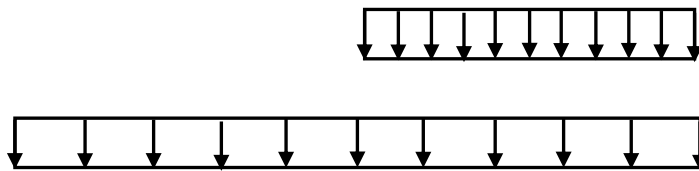
poutre 8



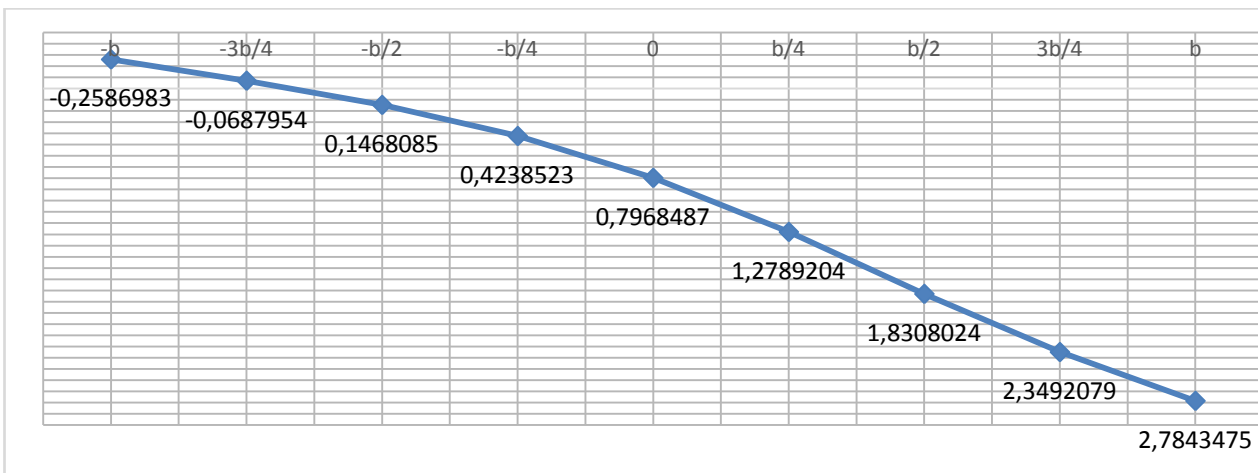
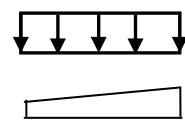
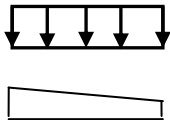
1vc }
2vc } Bc



MC120



1vc }
2vc } A(L)



Ligne d'influence ($k\alpha$)

poutre9

